



**Escola de Camins**

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i ports  
UPC BARCELONATECH

# ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LAS DEMANDAS DE VIENTO EN UN EDIFICIO DE ALTURA UBICADO EN ZONA DE ALTA SISMICIDAD Y DE LA EFECTIVIDAD DE LOS MEDIOS PARA OPTIMIZAR SU DISEÑO

Trabajo realizado por:

Abel Edwar Esteba Apaza

Dirigido por:

Jesús Miguel Bairán García

Master en:

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Barcelona, mayo 2020

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a Dios, todo poderoso quien nos guía y encamina, a seguir adelante.

A mis padres quienes se encuentran en mi país y que a pesar de la distancia me acompañan y apoyan en todo momento.

A mis hermanos quienes están presente en la lucha de mis objetivos.

En especial a Liz Arhemy, mi compañera de vida, que, a lo lejos me impulsa y está presente en todo momento apoyándome moral y emocionalmente.

A los docentes del Máster, quienes nos comparten sus conocimientos y apoyan cuando lo necesitamos.

## RESUMEN

Los edificios de gran altura ubicados en zonas sísmicas son vulnerables también a la acción del viento. Es importante considerar el confort humano ya que la acción tiene una larga duración y afecta la funcionalidad, por lo tanto, es necesario usar dispositivos específicos. Uno de los medios para el control de vibración de estructuras es la utilización de dispositivos de control pasivos, dentro de los cuales se tiene los amortiguadores de masa sintonizada AMS.

El objetivo del presente trabajo es controlar las vibraciones de una estructura de gran altura diseñado en una zona de alta sismicidad, donde se espera que las solicitaciones máximas sean de sismo, sin embargo, las aceleraciones causadas por el viento, juegan un papel importante en el diseño. Para ello se plantea el uso de un amortiguador de masa sintonizada a fin de reducir vibraciones causadas por aceleraciones de viento.

En el presente trabajo se realizó el estudio de la influencia de la demanda de viento en una estructura simétrica regular de 62 niveles, con un sistema estructural de marcos y muros con núcleo central, al cual se le incorpora un amortiguador de masa sintonizada a fin de controlar vibraciones inducidas por viento y evaluar la influencia frente sismos.

El dispositivo de amortiguador de masa sintonizada consiste de una esfera suspendida por cables, tipo péndulo, ubicados en los niveles 59, 60 y 61. Este es modelado como un sistema link, al cual se le incorpora masa, rigidez y amortiguamiento.

Se realiza un análisis dinámico modal espectral y un análisis tiempo historia según la norma E-030 RNE-Perú, además un análisis dinámico de viento según EC-1, en la estructura con AMS y sin AMS.

La incorporación del amortiguador de masa sintonizada consigue reducir considerables porcentajes frente a solicitaciones de viento, y porcentajes menores frente a solicitaciones sísmicas.

## ABSTRACT

High-rise buildings located in seismic zones are also vulnerable to the action of the wind. It is important to consider human comfort since the action has a long duration and affects functionality; therefore, it is necessary to use specific devices. One of the methodologies for the control of vibration of structures is the use of passive control devices, within which you have the AMS tuned mass dampers.

The objective of this work is to control the vibrations of a high-rise structure designed in a high seismicity area, where the maximum stresses are expected to be earthquake, however, accelerations caused by the wind play an important role in the design. For this, the use of a tuned mass damper is proposed in order to reduce vibrations caused by wind accelerations.

In this work, the study of the influence of wind action was developed in a 62-level regular symmetrical structure located in seismic area, with a structural system of frames and walls with a central core, which incorporates an optimized tuned-mass damper in order to control wind-induced vibrations. and evaluate the influence against earthquakes.

The tuned mass damper device consists of a suspended sphere by cables, pendulum type, located on levels 59, 60 and 61, which is modeled as a link system, which incorporates mass, stiffness and damping.

A spectral modal dynamic analysis and a time history analysis are performed according to the E-030 RNE-Peru standard, in addition to a dynamic wind analysis according to EC-1, in the structure with AMS and without AMS.

The incorporation of the tuned mass damper manages to reduce considerable percentages against wind stresses, and lower percentages against seismic stresses.



## CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS .....	ii
RESUMEN .....	iii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
ÍNDICE DE TABLAS .....	xiii
1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 Objetivos.....	1
1.1.1 Objetivo principal .....	1
1.1.2 Objetivos secundarios.....	1
1.2 Metodología .....	2
1.3 Organización del documento .....	2
2. ESTADO DE CONOCIMIENTO .....	3
2.1 Estructuras con amortiguadores de masa sintonizada en el mundo .....	3
2.1.1 Torre de Taipei.....	3
2.1.2 Tower one wall center (Vancouver Canada) .....	4
2.1.3 Torre Shanghái.....	4
2.1.4 Citigroup Center, New York.....	5
2.1.5 John Hancock Tower, Boston .....	6
2.1.6 One Rincon Hill South Tower, San Francisco. ....	6
2.1.7 Park Tower Chicago .....	7
2.1.8 Random house Tower, New York.....	7
2.1.9 Trump World Tower, New York.....	7
2.1.10 Yokohama Landmark Tower.....	7
2.1.11 Shinjuku Park Tower-Tokyo .....	7
2.1.12 Torres Petronas, Kuala Lumpur.....	8
2.1.13 Torre de cristal (Nagase e Hisatoku, 1990) .....	8
2.2 Estructuras con AMS en Sudamérica.....	9
2.2.1 Cámara chilena de la Construcción.....	9
3. MARCO TEÓRICO.....	12
3.1 Definición.....	12
3.1.1 Configuración del sistema .....	12
3.2 Sistemas estructurales en edificios de gran altura .....	13
3.2.1 Pórticos rígidos resistentes a momentos.....	13
3.2.2 Pórticos arriostrados.....	14
3.2.3 Sistema de muros estructurales .....	15

3.2.4	Sistema estructural mixto, pórticos y muros estructurales .....	15
3.2.5	Sistema estructural tubo en tubo .....	16
3.2.6	Sistema con núcleo central .....	17
3.2.7	Núcleo central con apoyos perimetrales.....	18
3.3	Dinámica en estructuras de gran altura.....	19
3.3.1	Sistema de un grado de libertad (SDOF) .....	20
3.3.2	Vibración libre.....	21
3.3.3	Vibración forzada.....	22
3.3.4	Vibración bajo excitación armónica. ....	22
3.3.5	Sistema de múltiples grados de libertad MDOF .....	23
3.3.6	Comportamiento sísmico dinámico de estructuras altas.....	24
3.4	Acción del viento en estructuras altas .....	24
3.4.1	Efectos del viento en estructuras altas .....	25
3.4.2	Respuesta estructural bajo acción del viento.....	28
3.4.1	Respuesta dinámica de estructuras bajo acción del viento.....	29
3.5	Acción sísmica sobre estructuras altas.....	33
3.5.1	Criterios de diseño sísmico.....	33
3.5.2	Solicitaciones sísmicas en edificios altos .....	34
3.5.3	Código de riesgo y derivación.....	35
3.5.4	Diseño basado en desempeño.....	36
3.5.5	Efectos locales de condiciones del suelo. ....	36
3.5.6	Acción sísmica .....	37
3.5.7	Espectro de respuesta elástica .....	37
3.5.8	Amortiguamiento.....	38
3.5.9	Análisis tiempo historia.....	39
3.6	Control de vibraciones en estructuras de gran altura.....	39
3.6.1	Introducción.....	39
3.6.2	Sistemas de control de vibraciones. ....	40
3.6.3	Mecanismos de masas.....	41
3.1	Amortiguadores de masa sintonizada AMS .....	43
3.1.1	Amortiguadores de masa sintonizada en sistemas SDOF .....	43
3.1.2	Estructura no amortiguada, AMS amortiguado.....	45
3.1.3	Estructura amortiguada con AMS amortiguada.....	49
3.2	Amortiguador de masa sintonizada tipo péndulo.....	54
3.2.1	Modelo analítico .....	55

3.2.2	Modelo analítico de AMSP con SDOF .....	55
3.2.3	Modelo PTMD .....	56
3.2.4	Estructura combinada y modelo AMSP .....	58
3.3	Efectos de segundo orden .....	61
3.3.1	Análisis del factor de amplificación P-Delta .....	62
3.3.2	Análisis iterativo de P-Delta .....	63
4.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ESTUDIO .....	65
4.1	Estructuración .....	65
4.1.1	Modelo estructural .....	65
4.1.2	Materiales.....	67
4.2	Cargas en la estructura.....	68
4.2.1	Cargas permanentes .....	68
4.2.2	Sobre cargas de uso.....	68
4.2.3	Cargas laterales.....	68
4.3	Modos de vibración.....	69
5.	ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA .....	70
5.1.1	Comportamiento sísmico dinámico de estructuras altas.....	70
5.2	Análisis sísmico modal espectral .....	70
5.2.1	Zonificación sísmica.....	70
5.2.2	Parámetros de sitio ( $S$ , $T_P$ , $T_L$ ).....	71
5.2.3	Categoría de edificación y factor de uso. $U$ .....	72
5.2.4	Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas ( $R$ ).....	73
5.2.5	Regularidad estructural .....	73
5.2.6	Estimación del peso ( $P$ ).....	74
5.2.7	Análisis sísmico estático .....	74
5.2.8	Fuerzas sísmicas verticales.....	75
5.2.9	Espectro de respuesta sísmica .....	76
5.2.10	Efectos de segundo orden P-delta.....	77
5.3	Análisis tiempo historia. ....	78
5.3.1	Registros sísmicos .....	78
5.3.2	Escalamiento acelerogramas .....	79
5.3.3	Control de derivas.....	88
6.	ANÁLISIS DINÁMICO DE VIENTO.....	89
6.1	Cargas de viento.....	89
6.1.1	Carga estática equivalente .....	89

6.1.2	Carga dinámica de viento .....	92
6.2	Respuesta a viento longitudinal .....	98
6.3	Vibración por viento transversal .....	100
6.3.1	Aceleración transversal del viento .....	100
6.3.2	Vibración inducida por desprendimiento de vórtices .....	103
6.4	Respuesta de percepción humana a vibraciones.....	106
6.4.1	Norma ISO 10137.....	106
7.	DISEÑO DE AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA.....	108
7.1	Desempeño del AMS tipo péndulo.....	108
7.2	Cálculo de los parámetros óptimos del sistema de AMS tipo péndulo.....	110
7.2.1	Factores de amplificación.....	110
7.2.1	Modelo de la estructura principal.....	114
8.	RESULTADOS .....	115
8.1	Análisis modal espectral.....	115
8.1.1	Control de derivas.....	117
8.2	Análisis tiempo historia .....	119
8.2.1	Derivas máximas tiempo historia. ....	123
8.3	Análisis de viento.....	127
8.3.1	Aceleraciones debidas a viento.....	129
8.3.2	Control de aceleración del viento.....	130
8.4	Análisis de la estructura con AMS tipo péndulo. ....	130
8.4.1	Modelo de la estructura con amortiguador de masa sintonizada: .....	130
8.4.2	Derivas del análisis modal espectral.....	131
8.4.3	Derivas del análisis tiempo historia.....	132
8.4.4	Aceleraciones de viento.....	136
CONCLUSIONES .....		138
RECOMENDACIONES FUTURAS .....		140
BIBLIOGRAFÍA .....		141

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Torre Taipei 101- Taiwan.....	3
Figura 2.2 Torre “One wall center – Canadá .....	4
Figura 2.3 Torre Shanghái-China .....	5
Figura 2.4 Configuración del amortiguamiento tipo péndulo-torre cristal .....	9
Figura 2.5 Masa Sintonizada en edificio de la Cámara Chilena. ....	11
Figura 3.1 Deformación de una estructura de pórtico ante acciones laterales en los casos: a) Vigas de rigidez despreciable; b) Vigas de rigidez normal; c) Vigas muy rígidas.. ....	14
Figura 3.2 Tipos de Arriostramiento.....	14
Figura 3.3 Sistema de Muros de corte .....	15
Figura 3.4 Estructura tubo en tubo.....	16
Figura 3.5 Izquierda- Edificio con núcleo central y plantas apoyadas; derecha- Edificio con núcleo central y plantas colgadas .....	18
Figura 3.6 Sistema de núcleo central con apoyos perimetrales .....	19
Figura 3.7 Sistema de masa con amortiguamiento .....	20
Figura 3.8 Vibración libre críticamente amortiguado (izquierda), vibración libre amortiguado (derecha) .....	21
Figura 3.9 Factor de magnificación dinámica.....	23
Figura 3.10 Función periódica en función del tiempo .....	25
Figura 3.11 Descomposición de una función periódica.....	26
Figura 3.12 Amplificación de la respuesta de una estructura en función de la frecuencia de acción variable exterior .....	26
Figura 3.13 Curva de variación con la frecuencia del producto de la frecuencia por la función de densidad espectral. ....	27
Figura 3.14 Fenómeno de desprendimiento de remolinos .....	27
Figura 3.15 Direcciones de respuesta de viento.....	29
Figura 3.16 Efecto de comportamiento del viento, respuesta frente a viento longitudinal y viento transversal .....	29
Figura 3.17 Espectro sísmico.....	38
Figura 3.18 Configuración de Amortiguador de Masa Sintonizada .....	42
Figura 3.19 Sistema SDOF acoplado con un AMS. ....	44
Figura 3.20 Sistema SDOF no amortiguado con AMS amortiguado .....	46
Figura 3.21 Grafica de $H_2$ vs $p$ .....	48
Figura 3.22 Grafica de $H_2$ vs $p$ para optimo $f$ .....	49
Figura 3.23 Sistema SDOF amortiguado con AMS amortiguado .....	49
Figura 3.24 Máximo factor de amplificación dinámica para un SDOF amortiguado.....	51

Figura 3.25 Máximo factor de amplificación dinámica para AMS .....	51
Figura 3.26 Máxima relación de amplitud del AMS a máxima amplitud del sistema .....	52
Figura 3.27 Ratio óptimo de sintonización para AMS, $f_{opt}$ .....	53
Figura 3.28 Optimo ratio de amortiguamiento del AMS.....	53
Figura 3.29 Equivalente ratio de amortiguamiento para optimo AMS.....	54
Figura 3.30 Esquema de un AMS tipo péndulo.....	55
Figura 3.31 Esquema Estructural SDOF.....	55
Figura 3.32 Diagrama de cuerpo libre del modelo estructural SDOF .....	56
Figura 3.33 Esquema Péndulo AMS.....	57
Figura 3.34 Diagrama de cuerpo libre de un sistema AMS tipo péndulo.....	57
Figura 3.35 Esquema de estructura y AMS. ....	59
Figura 3.36 Efecto P-delta; modelo simple voladizo. $Mu = VuH + Wg\Delta$ .....	61
Figura 4.1 Modelo de un nivel típico de la estructura. ....	66
Figura 4.2 Modelo de la estructura .....	66
Figura 4.3 planta del modelo de la estructura. ....	67
Figura 4.4 Modos de vibración y porcentaje de masa participativa.....	69
Figura 4.5 Modo principales de vibración, Izquierda 1er modo T: 4.66s; medio, 2do modo, T:4.54s; derecha, 3er modo T: 2.36s (Etabs, 2018). ....	69
Figura 5.1 Mapa de zonificación sísmica .....	71
Figura 5.2 Espectro de respuesta .....	76
Figura 5.3 Sismo Ocoña 2001 E-W, línea roja-espectro objetivo $R=1$ ; línea lila- espectro del registro; línea verde-espectro escalado. ....	80
Figura 5.4 Sismo Ocoña 2001 E-W, superior-acelerogramas real; inferior- acelerograma escalado	81
Figura 5.5 Sismo Ocoña 2001 N-S, línea roja-espectro objetivo; línea lila- espectro del registro; línea verde-espectro escalado. ....	81
Figura 5.6 Sismo Ocoña 2001 N-S, superior-acelerogramas real; inferior- acelerograma escalado	82
Figura 5.7 Sismo ICA 2007 E-W, línea roja-espectro objetivo; línea lila- espectro del registro; línea verde-espectro escalado. ....	82
Figura 5.8 Sismo ICA 2007 E-W, superior-acelerogramas real; inferior- acelerograma escalado...	83
Figura 5.9 Sismo ICA 2007 N-S, línea roja-espectro objetivo; línea lila-espectro del registro; línea verde-espectro escalado. ....	83
Figura 5.10 Sismo ICA 2007 N-S, superior-acelerogramas real; inferior- acelerogramas escalado.	84
Figura 5.11 Sismo LIMA 1996 E-W, línea roja-espectro objetivo; línea lila- espectro del registro; línea verde-espectro escalado. ....	84
Figura 5.12 Sismo LIMA 1966 E-W, superior-acelerogramas real; inferior- acelerograma escalado.....	85

Figura 5.13 Sismo LIMA 1996 N-S, línea roja-espectro objetivo; línea lila- espectro del registro; línea verde-espectro escalado. ....	85
Figura 5.14 Sismo LIMA 1966 N-S, superior-acelerogramas real; inferior- acelerograma escalado.....	86
Figura 5.15 Sismo LIMA 1974 E-W, Línea Roja-Espectro objetivo; Línea lila- Espectro del registro; Línea Verde-Espectro escalado. ....	86
Figura 5.16 Sismo LIMA 1966 N-S, superior-acelerogramas real; inferior- acelerogramas escalado. ....	87
Figura 5.17 Sismo LIMA 1974 N-S, línea roja-espectro objetivo; línea lila- espectro del registro; línea verde-espectro escalado. ....	87
Figura 5.18 Sismo LIMA 1966 N-S, superior-acelerogramas real; inferior- acelerograma escalado.....	88
Figura 6.1 Perfil de presiones sobre la fachada de la estructura. ....	95
Figura 6.2 Fuerzas estáticas equivalentes vs altura .....	96
Figura 6.3 Fuerzas dinámicas .....	97
Figura 6.4 Variación del factor pico con el promedio de tasa de fluctuación $v$ (Hallebrand & Jakobsson, 2016).....	101
Figura 6.5 Variación de la turbulencia del fondo .....	101
Figura 6.6 Variación de factor de Reducción- Nro de Strouhal.....	102
Figura 6.7 Variación de la relación de energía de ráfaga.....	102
Figura 6.8 Curvas de percepción humana al movimiento, ISO 10137. ....	107
Figura 7.1 Sistema equivalente traslacional del TMD.....	109
Figura 7.2 Factor de reducción para $m/M$ óptimo. ....	111
Figura 7.3 Factor de reducción para Amortiguamiento optimo.....	111
Figura 7.4 Factor de reducción para $E_d$ optimo.....	112
Figura 7.5 Factor de Reducción para $B$ optimo. ....	112
Figura 7.6 SDOF con AMS y sin AMS .....	113
Figura 7.7 Esquema del AMS en el modelo .....	114
Figura 8.1 Máximos desplazamientos en "X".....	115
Figura 8.2 Máximos desplazamientos en "Y".....	116
Figura 8.3 Deriva de piso en dirección X. ....	117
Figura 8.4 Derivas de piso en dirección Y.....	118
Figura 8.5 Desplazamientos sismo ICA, E-O .....	119
Figura 8.6 Desplazamientos sismo ICA, N-S. ....	119
Figura 8.7 Desplazamientos sismo LIMA 1966, E-W.....	120
Figura 8.8 Desplazamientos Sismo LIMA 1966, N-S. ....	120
Figura 8.9 Desplazamientos sismo LIMA 1974, E-W.....	121

Figura 8.10 Desplazamientos sismo LIMA 1974, N-S.....	121
Figura 8.11 Desplazamientos sismo OCOÑA 2001, E-W.....	122
Figura 8.12 Desplazamientos sismo OCOÑA 2001, N-S.....	122
Figura 8.13 Máximas derivas inelásticas de piso, ICA 2007; Izquierda dirección E-W, derecha dirección N-S.....	123
Figura 8.14 Máximas derivas inelásticas de piso, LIMA 1966; izquierda dirección E-W, derecha dirección N-S.....	124
Figura 8.15 Máximas derivas inelásticas de piso, LIMA 1974; Izquierda dirección E-W, derecha dirección N-S.....	125
Figura 8.16 Máximas derivas inelásticas de piso, OCOÑA 2001; izquierda dirección E-W, derecha dirección N-S.....	126
Figura 8.17 Máximos desplazamientos debida a viento; línea azul dirección X; línea naranja dirección Y.....	127
Figura 8.18 Máximas derivas de piso debida a viento; línea azul dirección X; línea naranja dirección Y.....	128
Figura 8.19 Aceleraciones longitudinales debidas al viento, T: 5 años.....	129
Figura 8.20 Aceleraciones longitudinales debidas al viento, T: 10 años.....	129
Figura 8.21 Derivas de piso, análisis espectral; línea azul, deriva sin AMS; línea roja, con AMS.....	131
Figura 8.22 Derivas máximas Sismo ICA 2007; línea azul sin AMS, línea roja con AMS.....	132
Figura 8.23 Derivas máximas Sismo Lima 1966; línea azul sin AMS, línea roja con AMS.....	133
Figura 8.24 Derivas máximas Sismo Lima 1974, línea azul sin AMS, línea roja con AMS.....	134
Figura 8.25 Derivas máximas Sismo Ocoña 2001; línea azul sin AMS, línea roja con AMS.....	135
Figura 8.26 Reducción de aceleraciones de viento, T: 5 años.....	136
Figura 8.27 Reducción de aceleraciones de viento, T: 10 años.....	137



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Edificaciones con Aplicación de Amortiguador de Masa Sintonizada.....	11
Tabla 4.1 Cargas vivas mínimas repartidas. ....	68
Tabla 5.1 Factores de zona .....	71
Tabla 5.2 Factor de suelo .....	72
Tabla 5.3 Periodos para perfil de suelo.....	72
Tabla 5.4 Categoría de edificaciones y factor de U. ....	72
Tabla 5.5 Sistemas estructurales .....	73
Tabla 5.6 Categoría de Regularidad de las Edificaciones.....	73
Tabla 5.7 Parámetros de cálculo de espectro de respuesta sísmica .....	76
Tabla 5.8 Coeficiente preestablecidos .....	77
Tabla 5.9 Evaluación efecto P-delta sismo "x" .....	77
Tabla 5.10 Evaluación efecto P-delta sismo "y" .....	78
Tabla 5.11 Registros Sísmicos del Perú.....	79
Tabla 5.12 Límites para distorsión del entrepiso .....	88
Tabla 6.1 Datos para cálculo de fuerzas de viento.....	94
Tabla 6.2 Coeficiente para cálculo de fuerzas estáticas de viento .....	94
Tabla 6.3 Aceleración máxima longitudinal.....	99
Tabla 6.4 Aceleración transversal.....	103
Tabla 6.5 Frecuencia por vibración de vórtices .....	105
Tabla 6.6 Aceleración transversal por desprendimiento de vórtices .....	105
Tabla 6.7 Valores de aceleración, tolerables por viento. ....	107
Tabla 7.1 Expresiones para modelo AMSP .....	108
Tabla 7.2 Propiedades del AMS .....	113
Tabla 7.3 Periodos de los primeros modos de la estructura con AMS. ....	114
Tabla 8.1 Resumen de análisis tiempo historia.....	126
Tabla 8.2 Resumen de cálculo de aceleraciones .....	129
Tabla 8.3 Periodos y frecuencias de estructura con AMS .....	130
Tabla 8.4 Reducción de derivas inelásticas .....	136

## 1. INTRODUCCIÓN

Actualmente, existe gran cantidad de rascacielos construidos, ya sean de hormigón, acero o ambos. La frecuencia de construcción de estas estructuras va en aumento debido a la demanda de espacio en las grandes ciudades, o bien por lograr hitos arquitectónicos.

Las grandes ciudades de regiones en vía de desarrollo también se ven afectadas por esta tendencia. Muchas de estas, como es el caso de Perú, se localizan en zonas de alto riesgo sísmico.

Los edificios de gran altura ubicados en zonas sísmicas son vulnerables también a la acción del viento causando estas, demandas de movimientos, vibraciones y sobreesfuerzos sobre la estructura. A fin de reducir movimientos causados por acciones dinámicas, se han desarrollado distintos métodos de control de vibraciones, como; aislación en la base de la estructura, disipación de energía y/o amortiguadores. Una de las metodologías para el control de vibración de estructuras es la utilización de dispositivos de control pasivos, dentro de los cuales se tiene los amortiguadores de masa sintonizada.

La motivación del presente estudio nace a raíz de la incertidumbre del comportamiento de una estructura de gran altura, incorporado un amortiguador de masa sintonizada, diseñado en zona sísmica (Perú). En el presente trabajo se desarrolla la aplicación de un amortiguador de masa sintonizada (AMS) tipo péndulo a una estructura de 62 niveles, donde se desea reducir las aceleraciones inducidas por el viento, y control de vibraciones por sismo.

### 1.1 Objetivos

#### 1.1.1 Objetivo principal

Estudiar la influencia de las demandas de viento en un edificio de altura ubicado en zona de alta sismicidad y de la efectividad de los medios para optimizar el diseño

#### 1.1.2 Objetivos secundarios

- Evaluar las vibraciones de un edificio de gran altura sin AMS, bajo cargas dinámicas de sismo y viento.
- Controlar vibraciones debido a aceleraciones de viento longitudinal y transversal a fin de cumplir requisitos de confort humano, mediante el uso de AMS en una estructura de 62 niveles en Perú.
- Optimizar los parámetros del amortiguador de masa sintonizada (AMS), para la estructura de gran altura.
- Analizar la influencia de la estructura con AMS, frente a cargas dinámicas de sismo.

## 1.2 Metodología

La metodología para lograr los objetivos del trabajo es, en primer lugar, identificar las variables a estudiar, teniendo 4 variables en total; el modelo estructural de la edificación de gran altura, el AMS, la acción dinámica de sismo y la acción dinámica de viento.

Una vez definidas las variables anteriores, se procede a analizar cada uno de ellos. Entonces, se crea el modelo estructural en el programa de elementos finitos Etabs, luego se realiza el análisis de respuesta sísmica, que obedecen a la respuesta frente a los espectros y registros de aceleraciones aplicados a la estructura, según la norma E-030 RNE. Luego se calcula las cargas dinámicas y aceleraciones debido a la demanda de viento. Después se estudia los parámetros del amortiguador de masa sintonizada, que se asigna al modelo estructural dentro del programa Etabs, teniendo finalmente el comportamiento de la estructura con AMS y sin AMS, frente a sollicitaciones dinámicas de sismo y viento y presentar las conclusiones que se obtenga del estudio.

## 1.3 Organización del documento

El presente trabajo está organizado en 10 capítulos, en el presente capítulo se da a conocer la motivación y los objetivos a alcanzar, así como la metodología a seguir para cumplir con los objetivos. En el capítulo 2 se presenta una revisión de la información de las estructuras construidas utilizando los amortiguadores de masa sintonizada en el mundo y en Sudamérica.

En el Capítulo 3, Se tiene el marco teórico y se definen los conceptos básicos relacionados al desarrollo del presente trabajo.

En el capítulo 4, se realiza la estructuración y creación del modelo, donde se definen los parámetros de entrada y los casos a considerar de forma preliminar.

En el capítulo 5, se realiza el análisis sísmico, donde se presentan los casos análisis modal espectral y el análisis tiempo historia.

En el capítulo 6, se evalúa las cargas de viento, teniendo cargas estáticas equivalentes, cargas dinámicas y aceleraciones longitudinales y transversales.

En el capítulo 7, se realiza el diseño del amortiguador de masa sintonizada, donde pretende encontrar los parámetros óptimos del dispositivo.

En el capítulo 8, se presenta todos los resultados de los análisis, donde se evalúa el comportamiento de la estructura con AMS y sin AMS.

En el capítulo 9 y 10, se realiza la discusión, conclusiones y recomendaciones del presente trabajo.

## 2. ESTADO DE CONOCIMIENTO

### 2.1 Estructuras con amortiguadores de masa sintonizada en el mundo

#### 2.1.1 Torre de Taipei

La torre Taipei es una de las torres más altas del mundo, se encuentra en Taipei, Taiwán; su construcción inicio en 1999 y finalizo en 2004, mide 508m de altura. El nombre de lugar hace referencia a los 101 pisos con las que cuenta. Además de ello el edificio tiene 5 pisos de subterráneo que sirven de aparcamiento. Taiwán se ubica sobre una falla geológica, por ende, está sometido a sismos (Dennis et al., 2004).

La resistencia de la estructura del edificio se basa en 8 columnas laterales, y 16 columnas centrales. Estas últimas forman una mega estructura por donde pasa el ascensor. Las columnas son un híbrido de metal y hormigón. El edificio está construido sobre 380 pilas de concreto, de 1.5 m. de diámetro, hundidas a 80 metros sobre el suelo. Por si fuera poco, además de las 8 super-columnas base, cuenta con otras 36 de soporte. Para distribuir la carga del edificio, los ingenieros construyeron una plataforma de concreto en la parte central de 3.5 metro de espesor y en la parte periférica de 4.7 metros y en los laterales de 3.5 metros. Las columnas se apoyan en la plataforma y ésta a su vez distribuye la carga sobre las columnas de apoyo a nivel de suelo (Henoch I, 2007).

La estructura cuenta con un amortiguador de masa sintonizada AMS, de 660 Mg (726 toneladas). Su masa es igual al 0.24 por ciento de la masa total del edificio, se encuentra en su ecuador 1 m, por encima del nivel 88 (Dennis et al., 2004).

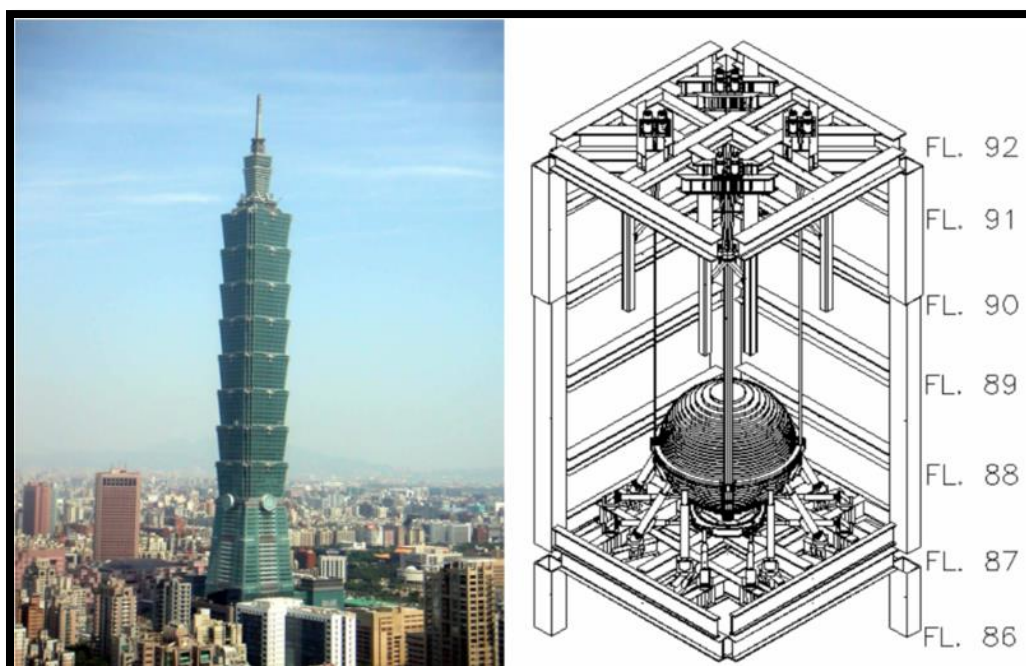
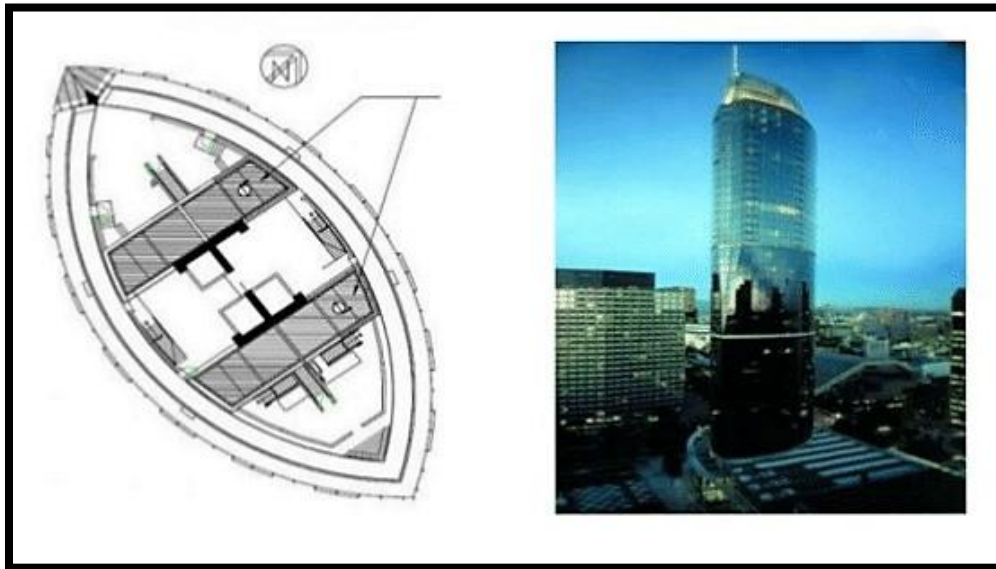


Figura 2.1 Torre Taipei 101- Taiwan (Dennis et al., 2004).

Cabe mencionar que el amortiguador cuenta con 41 placas de acero, está suspendido de ocho cables del mismo material, se basa en 8 amortiguadores viscosos y puede moverse poco más de un metro hacia cualquier dirección. Cuando el edificio se mueve en una dirección, el amortiguador lo impulsa en dirección contraria, absorbiendo la energía de movimiento y sirviendo de contrapeso mecánico de vibraciones (Garrido K., 2016).

### 2.1.2 Tower one wall center (Vancouver Canada)



*Figura 2.2 Torre “One wall center – Canadá (Garrido K., 2016).*

La torre “One Wall Centre”, es un hotel residencial de 48 niveles, que consta de una altura de 157.80 m, fue inaugurado en 2001.

La estructura tiene un diseño esbelto con una relación de base vs altura de 1:7, es por eso que el efecto del viento es considerable por lo que se decidió instalar un amortiguador de agua sintonizada en el último nivel el cual consiste en 2 contenedores especiales de 227300 litros, de 4 pisos de altura cada uno. Estos contenedores fueron diseñados de forma que la frecuencia armónica del chapoteo del agua dentro de ellos contrarrestara la frecuencia armónica de balanceo inducido por fuertes vientos. (Garrido K., 2016).

### 2.1.3 Torre Shanghai

La torre de Shanghai es un edificio de finanzas, con una altura de 632m, con 5 niveles de sótanos, 127 niveles sobre el nivel del suelo, 106 ascensores con una velocidad máxima de 18 m/s, 1100 espacios de parqueos para vehículos, 258 habitaciones de hotel, el piso ocupado más alto está a 561.3 m de altura, el observatorio más alto se encuentra a 561.3 m de altura. La superficie de construcción del edificio es de 420000 metros cuadrados, la superficie total de construcción del proyecto es de 578000 metros cuadrados.

Para evitar que el edificio se balancee con fuertes vientos, se construyó un amortiguador de masa sintonizadas de 1200 toneladas cerca de la cima de la torre en los niveles 125 a 128. El amortiguador es computarizado y rodeado de pistones que empujan en la dirección de los fuertes vientos para contrarrestar su fuerza. Sin un amortiguador, la parte superior del edificio podría balancearse más de 1 metro durante los tifones (Garrido K., 2016).



*Figura 2.3 Torre Shanghai-China (Garrido K., 2016).*

#### 2.1.4 Citigroup Center, New York.

El Citicorp (Manhattan) TMD también fue diseñado y fabricado por LeMessurier Associates / SCI en asociación con MTS System; es un rascacielos de oficinas situado en Manhattan, Nueva York. Se construyó en 1977 para albergar la sede del Citibank (Ayhan, 2009).

Este edificio tiene 279 m alto y tiene un período fundamental de alrededor de 6,5 s con una relación de amortiguación inherente del 1% a lo largo de cada eje. Citicorp TMD, ubicado en el sexagésimo tercer piso de la corona de la estructura, tiene una masa de 366 Mg, aproximadamente el 2% de la masa modal efectiva del primer modo, y era 250 veces más grande que cualquier amortiguador de masa sintonizado existente en el tiempo de instalación. Diseñado para ser biaxialmente resonante en la estructura del edificio, con un período de funcionamiento variable de  $6.25s \pm 20\%$ , amortiguamiento lineal ajustable desde 8 a 14%, y un desplazamiento relativo máximo de  $\pm 1.40m$ , se espera que el amortiguador reducir la amplitud de balanceo del edificio en aproximadamente un 50%. Esta reducción corresponde al incremento del amortiguamiento



estructural básico en un 4%. El bloque de masa de hormigón es de 2.6 m de altura con una sección transversal en planta de 9.1 m por 9.1 m y está soportado en una serie de doce rodamientos de 60 cm de diámetro con presión hidráulica equilibrada. Durante la operación, el los cojinetes reciben aceite de una bomba hidráulica separada, que es capaz de elevar el bloque de masa unos 2 cm a su posición de funcionamiento en unos 3 minutos.

El sistema de amortiguación se activa automáticamente cuando la aceleración horizontal excede 0.003g por dos ciclos consecutivos y se apagará automáticamente cuando la aceleración del edificio no supera los 0,00075 g en ninguno de los ejes sobre un Intervalo de 30 minutos. LeMessurier estima el TMD de Citicorp, que cuesta alrededor de 1.5 millones de dólares, ahorró de 3.5 a 4 millones de dólares. Esta suma representa el costo de algunas 2800 toneladas de acero estructural que se habrían requerido para satisfacer la deflexión restricciones (Ayhan, 2009).

#### 2.1.5 John Hancock Tower, Boston

Es un rascacielos llamado oficialmente Hancock Place, tiene 60 pisos y 241 metros de altura, está situado en la ciudad de Boston, Finalizado en 1976, su diseño envuelve un concepto de rascacielos de cristal minimalista y moderno. El cristal y las ventanas altamente reflectante esta tintado ligeramente de azul, lo que resulta un leve contraste con el cielo en un día claro.

Posterior revisiones al proyecto original, desarrolladas por I.M. Pei & Partners, demostraron que el edificio no poseía suficientes arriostramientos laterales para asegurar el confort de los ocupantes durante la ocurrencia de moderada o severa intensidad. Se decidió por tanto incorporar 2 AMS de 270 toneladas, en cada uno de los extremos del piso 58. Diseñadas para trabajar en direcciones opuestas, estos dispositivos redujeron los desplazamientos de la estructura cerca de un 50%, su sistema de control es del tipo híbrido de forma tal que bajo la ocurrencia de fuertes vientos son controlados por dispositivos auxiliares que optimizan sus desplazamientos (Garrido K., 2016).

#### 2.1.6 One Rincon Hill South Tower, San Francisco.

Es un complejo residencial de lujo diseñado por Salomon, Cordwell, Buenz y Asociados, desarrollado por Urban West Associates. Consiste en 2 rascacielos que comparten un podio en común, la torre uno del lado Sur es la más alta con 60 pisos y 195 metros de altura, terminada en 2008 y la torre dos del lado norte, con 50 metros y 165 metros de altura, se completó en el año 2014. La torre sur tiene ascensores de alta velocidad para transportar de manera más rápida a los residentes. En la parte superior tiene instalado un amortiguador de agua sintonizada con un tanque que puede contener hasta 189.259 litros (50 mil galones) que pesa 185 toneladas, para soportar los fuertes vientos y sismos. Fue el primer edificio en California en usar un amortiguador de columna líquida sintonizada.

### 2.1.7 Park Tower Chicago

Fue completado en el 2000 y es el 12vo edificio más alto en Chicago, ocupa el número 43 en los Estados Unidos. Tiene 70 pisos y una altura de 257 metros, el edificio ocupa 2601 metros cuadrados. Por su pequeño tamaño fue diseñado desde el principio con un amortiguador de masa de 300 toneladas colgado de 4 cables en el interior de una jaula cuadrada.

### 2.1.8 Random house Tower, New York

También conocido como Imperial Park Apartaments, ubicado en la calle Broadway, Manhattan, New York, el edificio tiene 52 pisos y 208 metros de altura con una superficie de 79900 metros cuadrados. Diseñado para el uso de oficinas del Random House hasta el piso 27, para dar lugar en el resto de los pisos para departamentos de Lujo, sin embargo, los pisos del 48 al 70 son con fines de marketing. Las dos secciones fueron diseñadas por distintos arquitectos Skidmore & Merrill diseño la parte de oficinas, que tiene estructura de acero, mientras que Ismael Leyva Architects y Adam D. Tihany diseñaron la parte residencial, que tiene estructura de hormigón.

Las dos secciones no se suceden exactamente una a la otra, sino que se construyeron celosías en las plantas 26 y 27 para transmitir la carga. En la parte superior el edificio cuenta con 2 Amortiguadores de líquido sintonizado, con una capacidad para 265000 y 379000 litros que ayudan a reducir el balanceo de la estructura.

### 2.1.9 Trump World Tower, New York.

Es un rascacielos residencial en Manhattan, su construcción comenzó en 1999 y concluyó en 2001, tiene 72 pisos y 262 metros de altura, su fachada son cristales oscuros tintados de bronce, es la torre residencial más alta construida por Donald Trump. Resalta principal desafío la relación de su esbeltez, el cual es 1:11, motivo por el cual se utilizó un AMS de 600 toneladas en el último nivel para controlar el movimiento lateral de la estructura.

### 2.1.10 Yokohama Landmark Tower

Diseñado por Hugh Stubbins y asociados, tiene 71 pisos y una altura de 293.60 m, completado en 1993, fue el edificio más alto en Japón hasta 2012, superado posteriormente por Abeno Harukas.

El edificio cuenta con un hotel de 5 estrellas que ocupa desde el piso 49 al 70, en el piso 71 se encuentra oculto un amortiguador de masa sintonizada AMS activo, con un sistema de amortiguamiento hidráulico y un peso de 340 toneladas.

### 2.1.11 Shinjuku Park Tower-Tokyo

Es el segundo rascacielos más alto de Shinkjutu, Tokyo fue diseñado por Kenzo Tange y se finalizó su construcción en 1994. La torre está compuesta por 3 bloques. La torre “S” tiene 52 pisos y 235 metros de altura, la torre “C” cuenta con 47 pisos y 209 metros de altura, y la torre



“N” tiene 41 pisos con 182 metros de altura. Los pisos del 1 al 8 están ocupados por tiendas comerciales, los pisos que van del 9 al 37 se emplean como oficinas y del piso 39 al 52 están ocupados por el hotel de julio Park Hyatt Tokyo.

Este edificio cuenta con 3 amortiguadores de masa sintonizada tipo péndulo, cada uno de estos dispositivos, ubicados en el piso 39, están constituidos por una gran masa de 110 toneladas, la cual se apoya sobre rodamientos que permiten que la misma oscile. El ángulo de inclinación es ajustado de manera tal que la masa oscile bajo el mismo periodo del edificio. Al sintonizar el periodo de oscilación del dispositivo con el periodo natural del edificio, la masa imparte una fuerza inercial que contrarresta el movimiento del edificio producido por el viento o sismo. El sistema funciona de manera híbrida, lo que significa que las masas de los dispositivos oscilan libremente. Solo cuando el movimiento del edificio es muy elevado, lo cual ocurre bajo severas tormentas de viento o grandes terremotos, una serie de actuadores controlan los movimientos de las masas para regular de manera óptima su desplazamiento.

A pesar de que la ubicación más efectiva del sistema de control es en la cima del edificio, ya que de esta forma se logra controlar de manera más eficiente el modo fundamental de vibración de la estructura, restricciones arquitectónicas lo hacen impracticable, aun así, en su actual ubicación, el sistema ha sido capaz de reducir la respuesta de la estructura frente a viento cerca del 50%.

#### 2.1.12 Torres Petronas, Kuala Lumpur

Estas torres gemelas están situadas en Kuala Lumpur, capital de Malasia, fueron los edificios más altos del mundo entre 1998 y 2003, superados posteriormente por el edificio Taipéi 101 de Taiwán. Actualmente es el décimo edificio más alto del mundo, sin embargo, son las torres gemelas más altas del mundo.

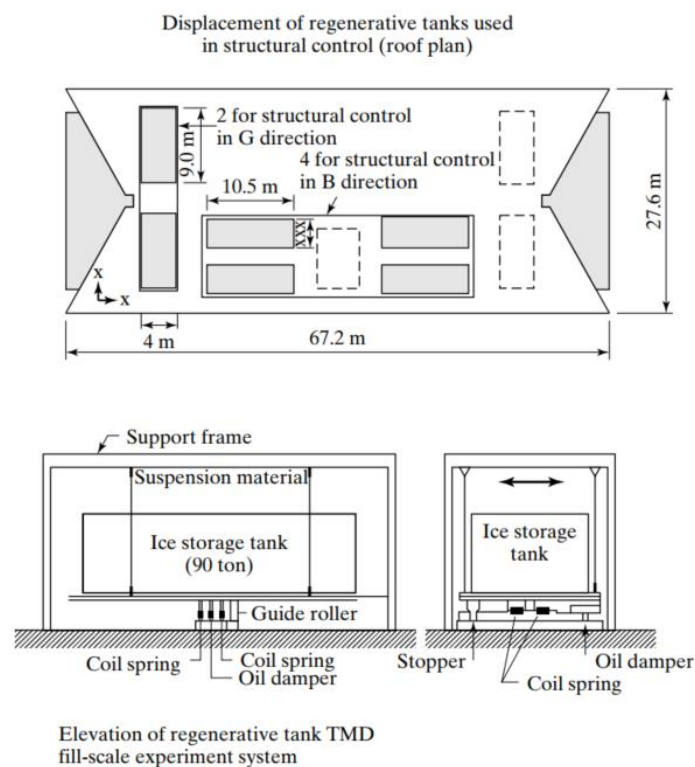
Estas torres cuentan con 88 pisos y 452 metros de altura, diseñadas para un desarrollo mixto compuesto de oficinas, tiendas, instalaciones para entretenimiento y recreación, hoteles, apartamentos e instalaciones para estacionamiento, construidas con hormigón armado, acero y vidrio se han convertido en el símbolo de Kuala Lumpur y Malasia.

En los pisos 41 y 42 a 170 metros de altura, se encuentra un centro de distribución de ascensores llamado Sky Lobby, que es donde además se encuentra el famoso puente Skybridge, que conecta ambas torres, se instalaron 12 amortiguadores en la estructura para mejorar el desempeño de las torres y contrarrestar las vibraciones producidas por fuertes vientos.

#### 2.1.13 Torre de cristal (Nagase e Hisatoku, 1990)

La torre, ubicada en Osaka, Japón, tiene 157 m de altura y 28 m por 67 m en planta, pesa 44000 toneladas métricas, y tiene un período fundamental de aproximadamente 4 s en dirección norte-sur y 3 s en dirección este-oeste. Un amortiguador de masa de péndulo sintonizado se incluyó en

la fase inicial del diseño para disminuir el movimiento inducido por el viento del edificio en aproximadamente un 50%. Seis de los nueve enfriadores de aire y tanques de almacenamiento de calefacción de hielo térmico (cada uno pesa 90 toneladas) se cuelgan de las vigas del techo superior y se utilizan como una masa de péndulo. Cuatro tanques tienen una longitud de péndulo de 4 m y se deslizan dirección norte-sur; los otros dos tanques tienen una longitud de péndulo de aproximadamente 3 m y deslizarse en dirección este-oeste. Los amortiguadores de aceite conectados a los péndulos disipan la energía del péndulo. La figura 2.4 muestra el diseño de los tanques de almacenamiento de hielo que fueron utilizados como masas amortiguadoras. El costo de este sistema de amortiguador de masa sintonizado fue de alrededor de \$ 350,000, menos del 0.2% del costo de construcción (Lourenco, 2011).



*Figura 2.4 Configuración del amortiguamiento tipo péndulo-torre cristal (Lourenco, 2011).*

## 2.2 Estructuras con AMS en Sudamérica

30 años después de la primera instalación en un edificio a cargo de William LeMessurier, VMB, se desarrolló el primer amortiguador de masa sintonizada en Chile y Sudamerica, en el edificio Parque Araucano.

### 2.2.1 Cámara chilena de la Construcción

El edificio parque araucano está ubicado en la avenida Riesco, Los condos en la ciudad de Santiago, Chile, consta de 36 pisos y 4 subterráneos,

VMB Ingeniería Estructural fue el encargado del proyecto de ingeniería. El edificio está compuesto por un núcleo de hormigón armado y un marco perimetral, que es lo que se utiliza habitualmente para oficinas de planta libre.

Sin embargo, el trabajo de esta empresa fue mucho más allá y consistió en calcular y llevar a cabo un sistema antisísmico basado en amortiguadores de masa sintonizada. La idea nació de Andrés Nahmias, socio de la Constructora Nahmias y gerente del proyecto, emulando al edificio Taipei 101, uno de los rascacielos más altos del mundo, ubicado en Taiwán: colocar un péndulo de 150 toneladas en el último piso. Desde distintos sitios del entorno de la nueva sede gremial se aprecia, sobre el piso 22, esta gran bola roja, de 3,5 metros de diámetro, sostenida por 12 cadenas. Es el segundo péndulo que se coloca en Chile –el primero está en las oficinas de VMB Ingeniería Estructural-, pero el primero en su tipo, hecho de acero (y no de concreto) y con un diseño llamativo. Al tener un peso específico 3,3 veces mayor que el del hormigón, el metal permitió construir un elemento más compacto.

Su función consiste en que, ante un terremoto o temblor, realice un contrapeso al movimiento del edificio: si este se des- plaza hacia un lado, el péndulo lo equilibra yéndose hacia el otro. Está conectado a dos amortiguadores que limitan su rango de movimiento y que además transmiten las ondas del péndulo a la estructura. De esta forma, disminuye el efecto del sismo en un 30 % (Garrido K., 2016).

La decisión de emplear este sistema en vez de aisladores o disipadores sísmicos, radica principalmente en dos razones. Mientras los primeros se comportan mejor para edificios de baja altura, los disipadores implican una intervención importante y, por lo tanto, tienen un alto impacto en la arquitectura interior.

El péndulo se ubica en una sala sísmica que tiene fines didácticos. Estará rodeado por un mural de nueve metros de ancho por siete de alto, en honor al astrónomo Galileo Galilei. Hablará del surgimiento del concepto del péndulo y de sus características y, además, se vinculará directamente con la vocación astronómica del país y con el concepto de medición.

Por eso, el proyecto contempla la instalación de un sistema de monitoreo, compuesto por siete acelerómetros ubicados en distintas partes de la estructura, que captan y transmiten en tiempo real el movimiento del edificio, para obtener así su huella sísmica. “Sus datos nos van a permitir averiguar cuál es el estado del edificio después de un tiempo de uso”, afirma Arturo Castillo, Ingeniero Civil estructural y socio de VMB.

*El amortiguador de masa sintonizada busca que, ante la ocurrencia de un movimiento lateral, realice un contrapeso al movimiento del edificio: si este se desplaza hacia un lado, el péndulo lo equilibra yéndose hacia el otro (Garrido K., 2016).*



*Figura 2.5 Masa Sintonizada en edificio de la Cámara Chilena (Garrido K., 2016).*

Así mismo se realiza un resumen del registro de todos los edificios con amortiguadores de Masa Sintonizada en construidos en Chile, tabla 2.1.

*Tabla 2.1 Edificaciones con Aplicación de Amortiguador de Masa Sintonizada*

Nombre	Uso	No de pisos	Ubicación	Características
<b>Parque Araucano</b>	Oficina	20	Las Condes	2 AMS, Peso: 160 ton c/u.
<b>Geocentro Agustinas</b>	Residencial	36	Santiago	2 AMS, Peso: 200 ton c/u.
<b>Jardines de Infante</b>	Residencial	18	Ñuñoa	2 AMS, Peso: 200 ton c/u.
<b>Las Condes Capital</b>	Residencial	19	Las Condes	2 AMS, Peso: 150 ton c/u.
<b>Cerro Colorado</b>	Residencial	15	Las Condes	2 AMS, Peso: 115 ton c/u.
<b>1K</b>	Residencial	16	Las Condes	2 AMS, Peso: ND
<b>Parque Araucano</b>	Oficina	20	Las Condes	Amortiguador Viscoso
<b>Centro Plaza</b>	Residencial	16	Copiapó	
<b>Titanium</b>	Oficina	27	Copiapó	2 AMS, Peso: 300 ton c/u.
<b>Trilogia Sur</b>	Residencial	23	Antofagasta	1 AMS, Peso: 90 ton c/u.
<b>Brisas de Costa Laguna</b>	Residencial	23	Antofagasta	2 AMS, Peso: ND
<b>Cámara Chilena de la Construcción</b>	Residencial	23	Providencia	1 AMS, Peso: ND.

(Garrido K., 2016)

## 3. MARCO TEÓRICO

### 3.1 Definición

Existen diferentes maneras de definir una estructura de gran altura, en un plan urbano o arquitectura puede definirse como una edificación que resalta en altura sobre el resto de los demás edificios. Si la altura de la edificación tiene gran impacto en la evacuación o si la altura de la edificación es más grande que los mayores equipos contra incendios, puede llamarse edificación de gran altura debido a las normas de regulación contra incendio. En los Estados Unidos, una edificación mayor a 23 metros es llamado edificación de gran altura de acuerdo a la Asociación Nacional de Protección contra el Fuego (Castlen & Svensson, 2016).

Para un ingeniero estructural la definición de estructura alta se relaciona con los problemas que están asociados con el diseño estructural. Una edificación entonces es considerada de gran altura cuando las cargas dinámicas vienen a ser más relevantes y las tensiones debidas a las cargas horizontales son mayores que a las cargas verticales. Esta carga horizontal puede ser causada por varias fuentes; como terremotos, maquinarias o carga de viento en la fachada. En términos generales, una edificación flexible puede ser afectado a cargas dinámicas, mientras que una edificación rígida no. Sin embargo, las edificaciones altas también pueden tener otros problemas relacionados al diseño, por ejemplo, el análisis de estados de construcción y/o aplicación de técnicas especiales.

#### 3.1.1 Configuración del sistema

Para todas las estructuras, y estructuras altas en particular, las decisiones arquitectónicas tienen un enorme impacto en la seguridad y el desempeño durante un evento sísmico.

En zonas sísmicas, es altamente recomendable configurar la estructura y su sistema de resistencia de una manera simple y clara. La disposición de los elementos estructurales debe ser planeado con regularidad y claros patrones de cargas para evitar incertidumbres y análisis complejos. Por lo tanto, debería evitarse geometrías y configuraciones con un comportamiento complicado (Ackerman & Sheerin, 2014).

Se debe evitar:

- Grandes cambios de rigidez de la estructura.
- Grandes cambios de masa.
- Reubicación de elementos de arriostramiento entre piso y piso.
- Interacción de 2 o más torres con una base común.
- Transferencia de columnas o compensaciones significativas.
- Fuerzas de corte inducidas por gravedad causadas por excentricidades del sistema.
- Conectividad limitada de los elementos de refuerzo a los diafragmas del piso.

No siempre es posible evitar las configuraciones mencionadas anteriormente. Sin embargo, evitar su uso permitirá un mayor grado de confianza en la predicción del comportamiento estructural. En general, a medida que el sistema estructural se vuelve más complejo la incertidumbre en predecir su respuesta es mayor. Como herramienta de diseño para arquitectos e ingenieros el capítulo 5 del (FEMA 454, 2006) cubre posibles estrategias para combinar la expresión arquitectónica y el comportamiento sísmico adecuado.

### **3.2 Sistemas estructurales en edificios de gran altura**

Para que un edificio alto tenga éxito, como mínimo, la estructura debe emplear sistemas y materiales apropiados a la altura y configuración del edificio. El sistema debe funcionar bien y se presta para una construcción eficiente. Debe satisfacer el aspecto deseado que se espera de los edificios altos de la generación moderna. Su organización, apariencia, transparencia y solidez deben estar relacionadas con su arquitectura, porque es la arquitectura que impulsa la forma del edificio.

Por otra parte, el edificio alto se ve sometido a acciones de intensidad superlativa y, por ello, la estructura se convierte en el elemento definitorio de la esencia del edificio. Así mismo no se tiene que olvidar la sensibilidad de las estructuras de los edificios altos a los defectos, accidentes o atentados, como trágicos acontecimientos de los últimos años.

Existen discrepancias entre los distintos autores respecto a la forma de definir los distintos tipos y subtipos de esquemas estructurales utilizados en edificios de gran altura. A continuación, se definen los distintos sistemas estructurales.

#### **3.2.1 Pórticos rígidos resistentes a momentos**

El pórtico es la estructura base de la mayor parte de los edificios, por lo que no es de extrañar que se contemple como la primera opción en el caso de los edificios altos. Su principal ventaja consiste en la gran facilidad para colocar tabiques, puertas, ventanas, permitiendo, por tanto, una planificación racional de los espacios y de las comunicaciones en su interior.

Su funcionamiento estructural está basado en la rigidez de los nudos de unión de vigas o losas y columnas, que se materializa mejor en las estructuras de hormigón que en las metálicas. Los mecanismos de deformación frente a las acciones laterales están basados en el predominio de los esfuerzos de flexión, por lo que se trata de estructuras generalmente dúctiles (siempre que estén correctamente armadas). Por ello, su rango de aplicación es forzosamente limitado, se considera que esta tipología solo es razonable aplicarla para edificios de menos de 25 o 30 plantas.

Ante la aplicación de cargas laterales sobre una estructura de pórtico, el tipo de deformación resultante es intermedio entre la deformación de las columnas si fueran exentas y la deformación



de una ménsula cuyas dimensiones transversales coincidieran con las del edificio. El giro de cada una de las columnas se ve cortado por las vigas que transmiten una cortante desde la cara del edificio hasta la opuesta, poniendo en juego la rigidez axial de las columnas, la figura 3.1, muestra la forma en que se activa este mecanismo resistente. (Gómez H. et al., 2013).

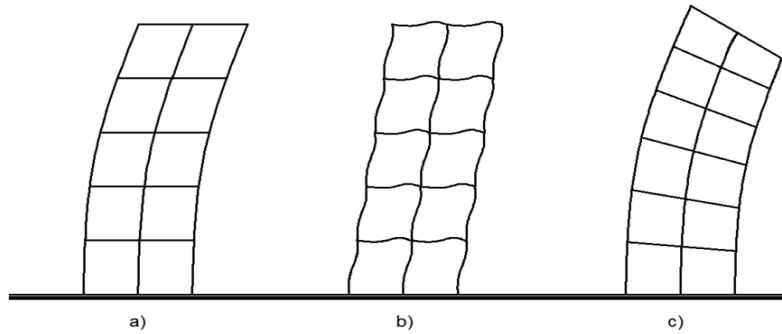


Figura 3.1 Deformación de una estructura de pórtico ante acciones laterales en los casos: a) Vigas de rigidez despreciable; b) Vigas de rigidez normal; c) Vigas muy rígidas. (Gómez H. et al., 2013).

### 3.2.2 Pórticos arriostrados

La importancia de las acciones laterales a partir de una cierta altura hace que el pórtico sea una forma estructural inapropiada para edificios de gran altura, por lo que la corrección más evidente consiste en disponer elementos de arriostramiento en el pórtico para activar un mecanismo más eficaz de resistencia frente a las acciones laterales. La estructura resistente del edificio se convierte así en algo parecido a una cercha en donde las columnas actúan como cordones, los forjados como montantes y las diagonales transmiten el cortante (son el alma de una viga imaginaria en la que las alas estarían formadas por las columnas).

Se trata de una forma muy eficaz para resistir cargas laterales y la prueba de ello es que se ha utilizado en edificios de mayor altura, esta eficacia se consigue sin una participación significativa del sistema de vigas o losas, lo que hace es que estas puedan tener unas características prácticamente uniformes, independientemente de la altura y la planta. Aunque el inconveniente evidente a este sistema es la obstrucción de algunos espacios, siempre es posible situar los elementos de arriostramientos incrustados en tabiques alrededor de los núcleos de escaleras y ascensores.

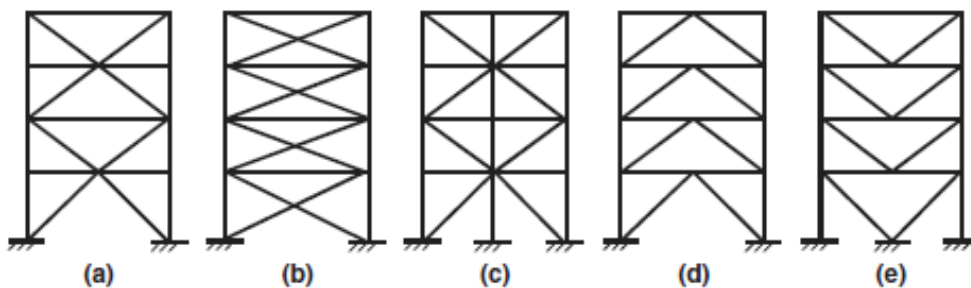


Figura 3.2 Tipos de Arriostramiento (Gómez H. et al., 2013).

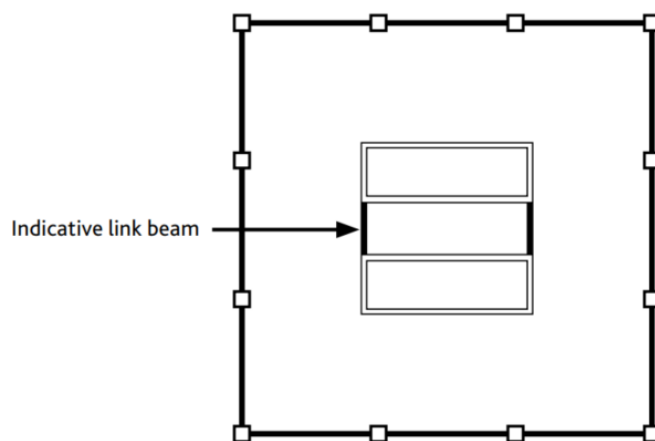
Existen distintas configuraciones de arriostramiento (figura 3.2) cuyos elementos de arriostramiento pueden ser metálicos o de hormigón, aunque el hecho de que pueden trabajar a tracción o a compresión dependiendo del sentido de las acciones laterales favorece el uso de los elementos metálicos.

### 3.2.3 Sistema de muros estructurales

Este sistema consta de muros de corte diseñados para resistir fuerzas laterales en dos direcciones ortogonales. La Figura 3.3 muestra una disposición típica, con paredes cortantes dispuestas cerca del centro de la estructura para albergar ascensores, escaleras de incendios y otros servicios de construcción, por lo tanto, proporcionando un lomo estructural rígido para resistir cargas horizontales en dos direcciones. Esto es a menudo denominado "sistema central", con el núcleo diseñado para actuar como un único voladizo vertical con suficiente rigidez lateral, torsional y de flexión para resistir las peores combinaciones de servicio y condiciones finales (Ackerman & Sheerin, 2014).

Una variación de este sistema implica la dispersión de muros de corte adicionales de manera uniforme en toda el área de la planta del edificio. Si se adopta este diseño, es beneficioso alcanzar un nivel de simetría en las dimensiones y posiciones de la pared en el plano para mitigar el giro del edificio.

Se debe prestar especial atención a los núcleos ubicados lejos del viento geométrico centro o al centro de masa sísmica del edificio, en una o ambas direcciones. En este caso, las cargas de torsión o giro en el núcleo deben determinarse y diseñarse con precisión.



*Figura 3.3 Sistema de Muros de corte (Ackerman & Sheerin, 2014).*

### 3.2.4 Sistema estructural mixto, pórticos y muros estructurales

Cuando se utilizan de forma combinada la estructura mixta como elementos resistentes de un edificio alto, se ponen en juego dos formas distintas de resistir las cargas laterales, y de alguna forma se puede conseguir aunar las cualidades de 2 tipos estructurales. La idea básica que genera este sistema consiste en asignar al pórtico la distribución y transmisión de cargas verticales y a



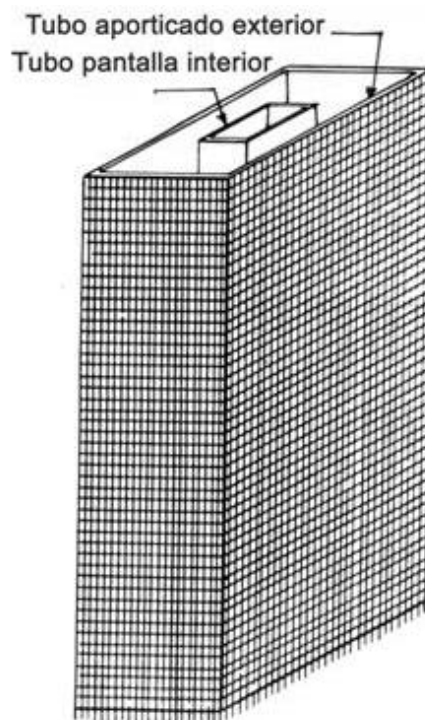
los muros la transmisión de las cargas horizontales. Funcionalmente, los muros se suelen localizar en los núcleos de ascensores o escaleras, mientras que los pórticos se extienden a lo largo de toda la planta del edificio. Se considera que el rango de aplicación de este sistema alcanza, e incluso puede superar los 160m (Ackerman & Sheerin, 2014).

Los muros y las columnas, que se extienden a lo largo de toda la altura del edificio, están conectados a través de las losas, por lo que la deformación transversal es idéntica. Como los dos tienen comportamientos diferentes frente a cargas horizontales, al igualarse los desplazamientos se producen intercambios de cargas entre ellos que hacen que la deformada resultante sea una combinación de la deformada de ménsula en flexión, típica de muro de corte, y de la ménsula en cortante típica del pórtico.

Este mecanismo de funcionamiento combinado puede llegar a ser muy eficaz en la resistencia frente a cargas laterales cuando se juntan adecuadamente las rigideces de los dos sistemas estructurales que trabajan en paralelo

### 3.2.5 Sistema estructural tubo en tubo

Lo que diferencia un sistema estructural tubo en tubo de las demás es que los elementos estructurales de contorno (marcos y/o muros) trabajan conjuntamente con el núcleo (ascensores o huecos de escaleras), trabajan ambos para resistir cargas verticales y laterales (ver figura 3.4), esta configuración incrementa la rigidez lateral de la estructura y puede ser visto como un componente a flexión y corte de un sistema de pórticos y muros.



*Figura 3.4 Estructura tubo en tubo (Hallebrand & Jakobsson, 2016).*

### 3.2.6 Sistema con núcleo central

La utilidad de los muros estructurales en la resistencia de las acciones laterales, la necesidad de disponer un núcleo de escaleras y ascensores y las cualidades estructurales de la solución tubo conducen naturalmente a la utilización de un núcleo central de hormigón en el que se satisfacen todas estas condiciones. Este núcleo se puede disponer como único conductor de las cargas verticales hasta la cimentación, lo que se puede conseguir aumentando convenientemente el espesor de sus paredes con lo que se consigue también una mayor rigidez transversal.

Las soluciones basadas en el uso de un núcleo central confían a este elemento toda la resistencia frente a las acciones laterales que, por tanto, solo se podrá transmitir a la cimentación mediante la flexión del núcleo. Así, el núcleo se erige en el elemento central y poderoso de la estructura, hecho que se suele resaltar dejando la planta baja diáfana o haciéndola desaparecer por lo que el edificio aparenta estar suspendido en el aire.

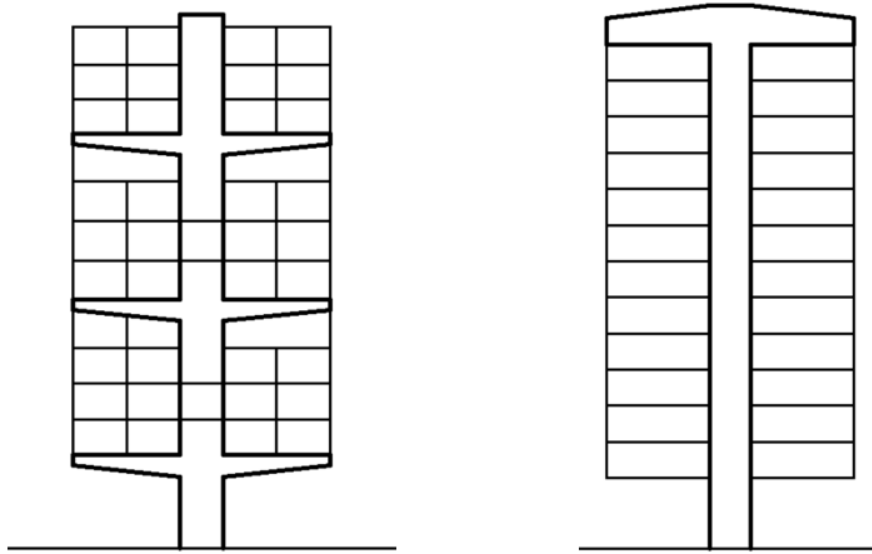
El funcionamiento estructural de estos edificios es muy sencillo ya que el núcleo es, prácticamente, el único elemento resistente tanto para cargas verticales como laterales de torsión. Las cargas verticales solo requieren una cierta área de hormigón mientras que las cargas laterales y los consiguientes momentos flectores requieren un determinado brazo; dado que la dimensión del núcleo viene determinada por el espacio necesario para alojar también impone, indudablemente, una limitación en la altura de los edificios basados en este esquema estructural. Se considera que la altura límite para esta tipología es de unas 40 plantas. (Gómez H. et al., 2013).

Donde más variedad se encuentra en el esquema estructural de estos edificios es una de la forma de transmitir las cargas verticales desde los forjados hasta el núcleo. La solución más inmediata consistiría en que los forjados se apoyaran única y exclusivamente en el núcleo central para lo cual deberían trabajar en ménsula. Esta solución es celosa, solo es aplicable a vuelos pequeños (y por tanto dimensiones totales del edificio reducidas), y, además, requiere dotar a los forjados de espesores mayores e incluso variables lo cual también se conjuga mal con la economía y con la funcionalidad.

Por tanto, resulta necesario apoyar los forjados en el perímetro exterior del edificio a través de elementos que transmitan las cargas verticales del núcleo. Para ello existen dos alternativas.

La primera consiste en disponer columnas verticales que se apoyen, cada cierto número de plantas, en una plataforma de gran canto capaz de transmitir todas las cargas del núcleo. El canto de estas plataformas se hace coincidir con la altura de una planta que queda ciega y que puede alojar instalaciones del edificio (figura 3.5-izquierda). El edificio quedaría reducido a un conjunto de edificios menores que se apoyarían en una estructura inferior y que se apilarían representando el núcleo el nexo de continuidad entre todos ellos. El ejemplo más claro de este

esquema es la estructura del edificio BBVA, aunque en este caso el edificio tiene planta rectangular y consta de dos núcleos centrales.



*Figura 3.5 Izquierda- Edificio con núcleo central y plantas apoyadas; derecha- Edificio con núcleo central y plantas colgadas (Gómez H. et al., 2013).*

La segunda consiste en colgar todas las plantas de unos tirantes que llevan la carga a una estructura muy rígida que corona el edificio y que permite transferir estas cargas al núcleo (figura 3.5-derecha). Estos tirantes pueden estar formados por perfiles metálicos, por cables o por elementos de hormigón pretensado (como en el caso de las torres de Colón en Madrid). La enorme rigidez y resistencia de la estructura superior del edificio se puede hacer tan grande como sea necesario. Los espacios creados en la coronación del edificio se pueden emplear en alojar instalaciones (Gómez H. et al., 2013).

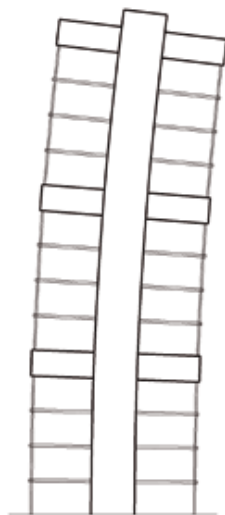
El sistema de núcleo central tiene además un inconveniente que lo hace desaconsejable en zonas sísmicas. La existencia de un único elemento resistente, que además es muy rígido, hace que la ductilidad de la estructura sea pequeña por lo que el proyecto sísmico se debe hacer un régimen elástico y esto puede suponer un sobre coste excesivo o, simplemente, la imposibilidad de hacer viable esta solución en zonas altamente sísmica.

### 3.2.7 Núcleo central con apoyos perimetrales

Como se ha visto en el apartado anterior, el núcleo central como estructura resistente única es una solución limitada en altura debido a la propia limitación de las dimensiones en planta del núcleo. La mencionada limitación viene más de la rigidez y resistencia a la flexión que de la resistencia al cortante. Para aumentar la rigidez y la resistencia del esquema frente a la flexión provocada por las cargas laterales existe una solución consistente en coartar el giro del núcleo mediante unas vigas transversales (denominadas “outriggers”) que se empotran en el núcleo y se conectan a las columnas o tirantes exteriores (figura 3.6). Para que este sistema sea efectivo es

necesario que los elementos perimetrales lleguen a la cimentación. De esta manera el canto efectivo de cara a la flexión pasa a ser equivalente a las dimensiones en planta del edificio.

Aunque este esquema se parece al de un pórtico combinado con una pantalla, en realidad es diferente. El trabajo de flexión se confía a las columnas exteriores, siendo secundario el papel del núcleo si éste está centrado. Si el núcleo se coloca en un extremo del edificio, también colaborará activamente en la rigidez a flexión, pero sólo a través de su propia rigidez axial.



*Figura 3.6 Sistema de núcleo central con apoyos perimetrales (Gómez H. et al., 2013).*

Por otra parte, la transmisión del cortante se produce principalmente a través del núcleo. Éste no tiene porqué ser de hormigón, ya que los esfuerzos verticales que debe transmitir no son especialmente elevados, puede ser una celosía con diversas formas de triangulación siempre que se consiga una buena rigidez que active el par de fuerzas generado por los axiles de las columnas perimetrales.

En este esquema cumplen un papel muy importante los elementos transversales, que son de dos tipos: Las vigas que conectan el núcleo a las columnas extremas deben ser muy rígidas, tanto frente al cortante como a la flexión. Para ellos es necesario que su canto sea importante por lo que se suelen resolver mediante vigas trianguladas que ocupan una o dos plantas. En algún caso basta con disponer elementos diagonales que conectan el núcleo a las columnas exteriores atravesando varias plantas.

### 3.3 Dinámica en estructuras de gran altura

En una estructura, si los esfuerzos debido a cargas horizontales son más largas que las cargas verticales o causan mayor consideración en cuanto a la respuesta de la estructura, entonces esta puede ser denominada de gran altura, y la respuesta dinámica está asociado directamente al

comportamiento del modelo frente a estas acciones, que pueden ser debidos a sismos, vientos, explosiones, maquinarias, etc. En esta tesis se analizará la respuesta frente a cargas de sismo y viento.

### 3.3.1 Sistema de un grado de libertad (SDOF)

En dinámica de estructuras, el sistema más simple para modelar una estructura es un sistema de un grado de libertad SDOF (Single Degree of Freedom). El grado de libertad es definido como el número de dirección posible para que el sistema se puede mover. Un ejemplo de un sistema de un grado de libertad es una masa conectada a un resorte o un tablero. El sistema puede ser amortiguado o no amortiguado, pero debido al interés de esta tesis en el amortiguamiento, el sistema amortiguado se discute en esta explicación.

La vibración de un sistema dinámico se puede separar en dos condiciones relacionadas con el tiempo. La vibración transitoria es definida como una vibración temporal de un sistema mecánico que consiste en vibración libre y forzada. La vibración en estado estacionario se define como la vibración de un sistema mecánico después de un tiempo suficientemente largo, lo que significa que el efecto de las condiciones iniciales ya no se aplica.

Para obtener la respuesta del sistema dinámico, se deben realizar tres pasos que son: escribir la ecuación de movimiento, resolver la vibración libre y resolver la vibración forzada. Estos tres pasos serán discutidos en detalle.

La ecuación de movimiento es derivada de la segunda ley de Newton, el cual es.

$$\sum F = m \cdot \ddot{x} \quad (3.1)$$

En caso de una masa y un sistema de amortiguamiento, la ecuación de movimiento es.

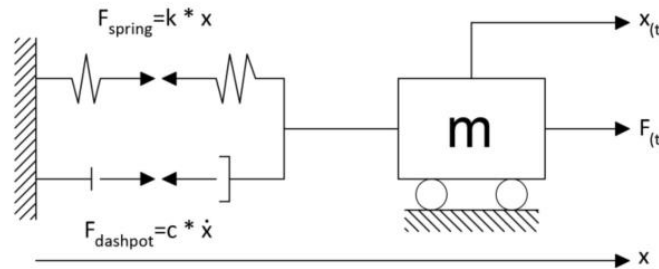


Figura 3.7 Sistema de masa con amortiguamiento (Djapara, 2017).

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + kx = F \quad (3.2)$$

Donde “m” es la masa, “c” es el amortiguamiento viscoso y “k” es la rigidez “x” el desplazamiento y “F” la Fuerza externa que actúa sobre el sistema.

### 3.3.2 Vibración libre

Hay dos mecanismos que conducen al movimiento dinámico de un sistema dinámico. El primer mecanismo es un movimiento debido a condiciones iniciales, el cual es llamado vibración libre. En términos matemáticos, es la solución de la ecuación diferencial homogénea, entonces la ecuación matemática de un movimiento de vibración libre se puede escribir como:

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = 0 \quad (3.3)$$

$$\ddot{x} + 2n \cdot \dot{x} + \omega_n^2 x = 0 \quad (3.4)$$

Donde,  $\omega_n = \sqrt{k/m}$ , es la frecuencia natural de vibración del sistema, con las condiciones iniciales dadas, y “n” es solo una constante que remplaza a  $c/2m$  el cual contiene la información del amortiguamiento del sistema.

La solución de esta ecuación es una vibración sinusoidal con frecuencia que dependen totalmente de “k” y “m”. el de “c” afecta al decaimiento de la vibración, pero tiene una relativa poca influencia en la frecuencia de vibración.

Uno de los resultados para resolver la vibración libre es el valor característico, en este caso es la frecuencia natural o valor propio del sistema. La presencia de frecuencia natural significa que el sistema puede vibrar con una cierta amplitud sin la presencia de la fuerza externa. La vibración libre para el sistema amortiguado se puede distinguir en dos casos. El llamado vibración libre críticamente amortiguado, es el caso cuando el sistema no oscila y pasa a la posición de equilibrio (figura 3.8 izq.). Este es el caso cuando el amortiguamiento es mayor que la frecuencia natural ( $n > \omega_n$ ). El otro caso es la vibración libre amortiguada, cuando el sistema está oscilando, pero decae gradualmente a la posición de equilibrio (Figura 3.8 derecha). Esta sucede cuando el amortiguamiento es menor que la frecuencia natural ( $n < \omega_n$ ).

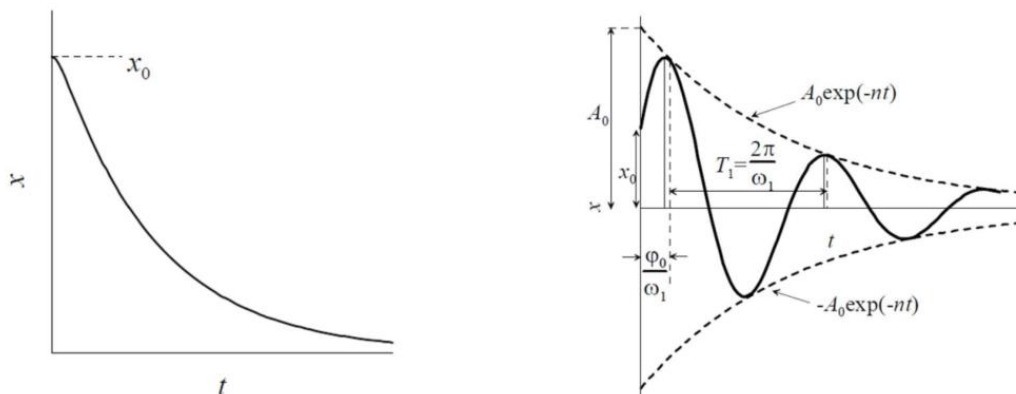


Figura 3.8 Vibración libre críticamente amortiguado (izquierda), vibración libre amortiguado (derecha) (Djapara, 2017).

### 3.3.3 Vibración forzada.

Un segundo mecanismo, es la vibración forzada que es el movimiento debido a una fuerza externa, que pueden ser; excitación armónica, otra fuente de excitación periódica, excitación transigente o excitación estocástica. En términos matemáticos, esto vincula a una de las soluciones particulares. Para un sistema no amortiguado, la solución particular está en el mismo tipo que la carga, mientras que, debe haber un cambio de fase para el sistema amortiguado. Lo que significa que la respuesta y la fuerza nunca están en fase (apuntando en la misma dirección). Puede haber más de una forma de solución particular en un sistema amortiguado. Para una fuerza armónica, la solución particular puede ser:  $x_{part} = X_c \cdot \cos(\omega t) + X_s \cdot \sin(\omega t)$  o  $x_{part} = \text{Re}(X \cdot e^{i\omega t})$  si la carga es cosenoidal o  $x_{part} = \text{Im}(X \cdot e^{i\omega t})$  si la carga es sinusoidal.

Bajo una fuerza general perturbadora, cuando la carga es irregular y no periódica, hay 2 formas de encontrar la fuerza vibración. El primero se basa en el supuesto que la fuerza es una superposición de una secuencia de impulso corto que usó la Integral de Duhamel. El segundo se basa en la aplicación de series de Fourier que asumen que la fuerza es una superposición continua de su componente armónico.

Entonces, la respuesta total de la ecuación de movimiento es la suma de la respuesta de vibración libre y la vibración forzada.

### 3.3.4 Vibración bajo excitación armónica.

La vibración en excitación armónica de un sistema no amortiguado ocurrirá porque el amortiguamiento decae gradualmente la vibración libre, dejando solo la fuerza de vibración. Su ecuación característica está dada por:

$$F(t) = \hat{F} \cos \omega t \quad (3.5)$$

Donde,  $\hat{F}$  es la carga o amplitud de fuerza, y  $\omega$  es la frecuencia angular de excitación. La respuesta de estado estable del sistema amortiguado se puede encontrar.

$$x_{steady} = |X| \cos(\omega t - \varphi) \quad (3.6)$$

Ignorando el movimiento inicial transigente, el movimiento continuo en estado estable es:

$$x_{steady} = \frac{\hat{F}}{k} (\text{DFM}) \cdot \cos(\omega t - \varphi) \quad (3.7)$$

Donde,  $\varphi$ , es el ángulo de desfase del movimiento, y el termino DFM, es el factor de magnificación dinámica, el cual describe cuan largo es el desplazamiento dinámico que bajo acción de carga estática. Este valor es:

$$|DFM| = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_n^2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma}{\omega_n}\right)^2 \cdot \frac{\omega^2}{\omega_n^2}}} \quad (3.8)$$

Donde,  $\omega$  y  $\omega_n$  son la frecuencia de aplicación y la frecuencia natural del sistema.

La figura (3.9) se conoce como factor de magnificación dinámica, lo que significa que la respuesta dinámica de un sistema se puede obtener multiplicando la respuesta estática con este factor de magnificación dinámica.

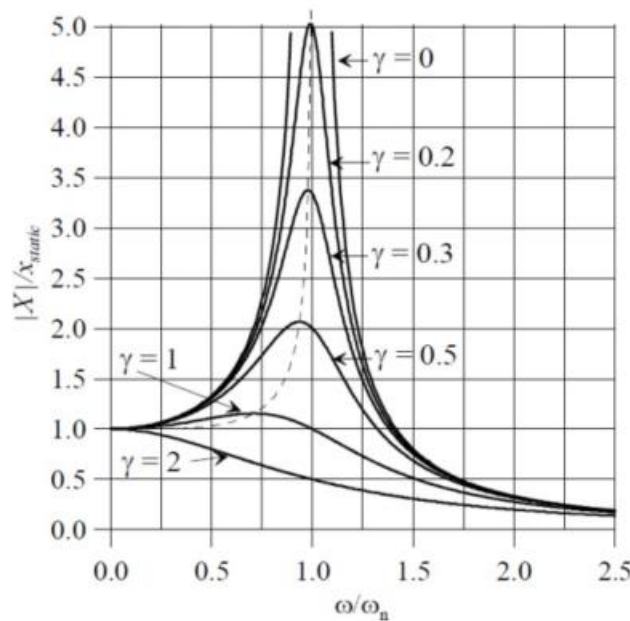


Figura 3.9 Factor de magnificación dinámica (Djapara, 2017).

Si esta ecuación DMF se traza vs la frecuencia (figura 3.9), se puede ver que si el amortiguamiento es cero  $\gamma = 0$  y la frecuencia natural del sistema es igual a la frecuencia de la carga  $\omega/\omega_n = 1$ , la respuesta va al infinito. Esto se conoce como los fenómenos de latido o resonancia.

### 3.3.5 Sistema de múltiples grados de libertad MDOF

Un sistema MDOF (Multiple Degree of Freedom), se puede presentar con más de una masa en movimiento, que representa a cada piso. Cada masa consta de 1DOF (traslación) excepto el piso base que también puede rotar. El principio del sistema MDOF es el mismo con el sistema 1DOF, pero la ecuación es más conveniente para escribir en forma matricial ya que tiene muchas ecuaciones de movimiento (EM). Los tres pasos para resolver el sistema 1DOF aún pueden ser aplicables en el sistema M-DOFs. Uno de los métodos para formar las EM es a través del método de desplazamiento, donde cada uno de los DOF se mueven a un cierto desplazamiento y obtienen la fuerza de reacción que contribuye al particular SDOF. Entonces la forma matricial de las EM puede escribirse como:



$$[M]\ddot{x} + [C]\dot{x} + [K]x = [F] \quad (3.9)$$

Donde  $[M]$ ,  $[C]$  y  $[K]$  son respectivamente las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema. Una forma de verificar las EM es verificar estas matrices. La matriz de masa debe tener un valor positivo en la diagonal (es decir: un sistema estable) y debe ser una matriz diagonal si no hay una restricción rígida entre las masas. La matriz de rigidez debe ser simétrica y tener un valor positivo en la diagonal. Porque los criterios para un sistema estable es tener un imaginario puro del valor característico  $s^2 = -k/m$ , y no puede ser el caso si uno de los “k” o “m” tiene valor negativo. Debido a que el sistema tiene muchas masas, también tiene muchas frecuencias naturales que dependen del número de la masa. Hay un valor característico adicional que es el eigenvector (vector propio). Esto dice la información de la relación de desplazamiento en unos modos a los otros. Se introducirán tres métodos para resolver un sistema M-DOF, que son: el análisis modal, el análisis de Fourier y la integración numérica directa. El análisis modal es el método más rápido ya que utiliza la propiedad de ortogonalidad que puede desacoplar la matriz de la EM a sus componentes. Pero este método no puede manejar un sistema con un alto valor de amortiguamiento, ya que la matriz de amortiguamiento no se puede desacoplar. La integración numérica directa puede manejar cualquier caso, sin embargo, el procesamiento es lento hora.

### 3.3.6 Comportamiento sísmico dinámico de estructuras altas.

Las acciones de viento normalmente gobiernan en estructuras altas, incluso en zonas sísmicas. En zonas con moderados sismos, una estructura es diseñado a comportarse propiamente a efectos de viento y requiere pequeñas pero vitales ajustes a tener una adecuada respuesta a la acción sísmica.

Incluso en zonas altamente sísmicas, es muy probable que la demanda de viento exceda los niveles de sismos de diseño, o para algunos elementos incluso el sismo máximo considerado. Además, los momentos de giro del viento pueden exceder los momentos de vuelco sísmico cuando se definen los límites inferiores de resistencia del sistema estructural. Por lo tanto, el desempeño del viento debe evaluarse paralelo con el análisis sísmico.

Una de las características específicas del comportamiento sísmico en las estructuras altas, es la alta influencia de los modos dinámicos de vibración. En la práctica de ingeniería tradicional, en las estructuras de mediana y baja altura, es estrictamente enfocado en el 1er modo de vibración (traslacional), sin embargo, para estructuras altas, el 2do modo incluso el 3er modo de vibración pueden ser iguales.

## 3.4 Acción del viento en estructuras altas

La estimación de la respuesta dinámica estructural a las cargas de viento es uno de los principales tópicos de investigación en el área de ingeniería de viento, hasta la actualidad se han desarrollado

y aplicado diversos modelos analíticos, generalmente en tres metodologías diferentes; el análisis estático equivalente, el análisis en el dominio de la frecuencia, y el análisis en el dominio del tiempo. Estos procedimientos analíticos son adecuados cuando las estructuras son regulares y expuestas a viento de fondo homogéneo, sin embargo, cuando la forma de la estructura no es convencional o está expuesto a efectos de interferencia, es necesariamente realizar ensayos de túnel de viento a escala.

El método más difundido para determinar la respuesta de la estructura a la acción de ráfagas de viento es la “técnica de factor de ráfaga”, el cual simplifica el análisis a una representación de fuerzas estáticas equivalentes que actúa sobre la estructura (Castro et al., 2014).

### 3.4.1 Efectos del viento en estructuras altas

Cuando una estructura alta con baja frecuencia natural es expuesta a viento, la respuesta estructural no solo ocurre para viento longitudinal, sino también para viento transversal, y dirección torsional. La respuesta de la estructura es crucial para estados límites últimos y de servicio. En efecto, mientras la capacidad de carga última está relacionado con los esfuerzos en los elementos, los estados límites de serviciabilidad están asociados con las deflexiones y aceleraciones al confort humano, la percepción que podría inducir las oscilaciones del viento. Hay varios métodos acerca de la relación entre aceleraciones del viento y los niveles de percepción humana (Kayışoğlu et al., 2014).

#### 3.4.1.1 Resonancia

Probablemente el concepto de “resonancia” es uno de los más llamativos en Ingeniería Civil y Mecánica. Este efecto se produce cuando las acciones variables que actúan sobre las estructuras presentan una periodicidad bastante acusada, es decir, cuando los valores de la amplitud se repiten pasado un período de tiempo  $T_1$ , figura 3.10 (Hernandez V. et al., 2005).

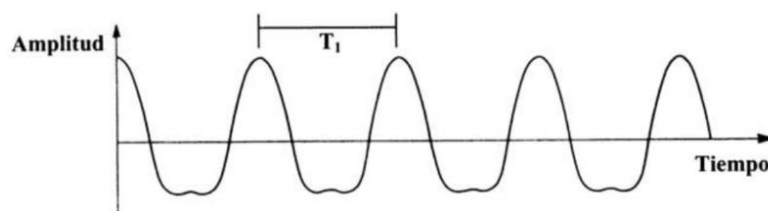


Figura 3.10 Función periódica en función del tiempo (Hernandez V. et al., 2005).

Esta función periódica se puede descomponer en varias funciones sinusoidales de amplitud variable, de período  $T_1$  y sus múltiplos, y representarla en el dominio de la frecuencia, tal como muestra la figura 3.11. Pues bien, si el valor inverso de  $T_1$ , denominado frecuencia  $f_1$ , o uno de sus primeros múltiplos, llamados armónicos (Fig. 3.11) es muy similar a alguna de las frecuencias  $f_i$  correspondiente a una de las formas de vibración propias de la estructura, dicha forma o modo de vibración aumenta considerablemente su amplitud; es decir, se produce un efecto de

amplificación de la respuesta de la estructura ante la acción exterior periódica (Fig. 3.12), que también depende del amortiguamiento estructural,  $\xi$ .

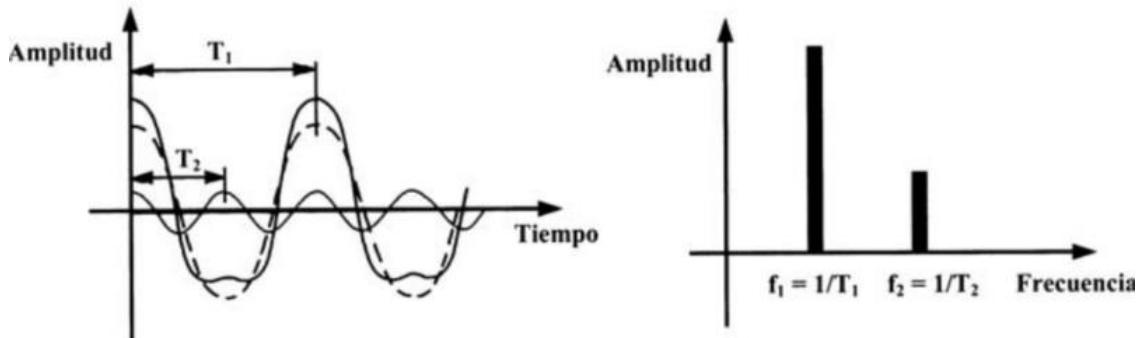


Figura 3.11 Descomposición de una función periódica. (Hernandez V. et al., 2005).

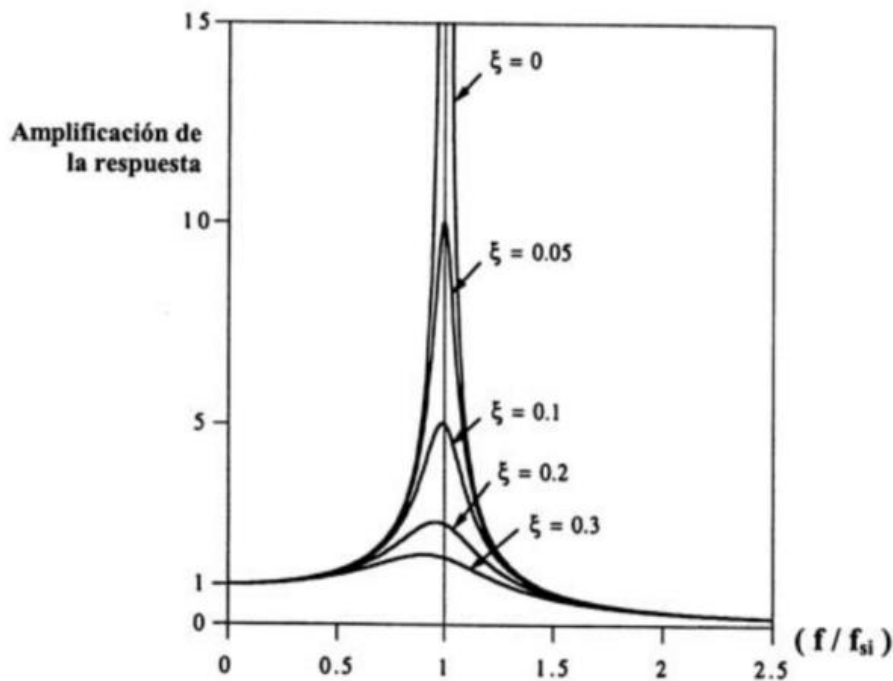


Figura 3.12 Amplificación de la respuesta de una estructura en función de la frecuencia de acción variable exterior (Hernandez V. et al., 2005).

Cuando se da esta situación, se dice que dicha estructura ha entrado en resonancia. Pues bien, en la figura 3.13 se muestra una función – densidad espectral – de pendiente de  $(vv)^2$ , representativa de un caso típico real y se observa que las frecuencias más características del viento incidente se encuentran a 0,01 Hz, 2-10-5 Hz y 3-10-6 Hz aproximadamente, valores muy lejanos al entorno de los 0,2 Hz (12 -14 vibraciones/minuto) a los que estaba oscilando el puente cuando se produjo su colapso. Por lo tanto, el puente no entro en resonancia

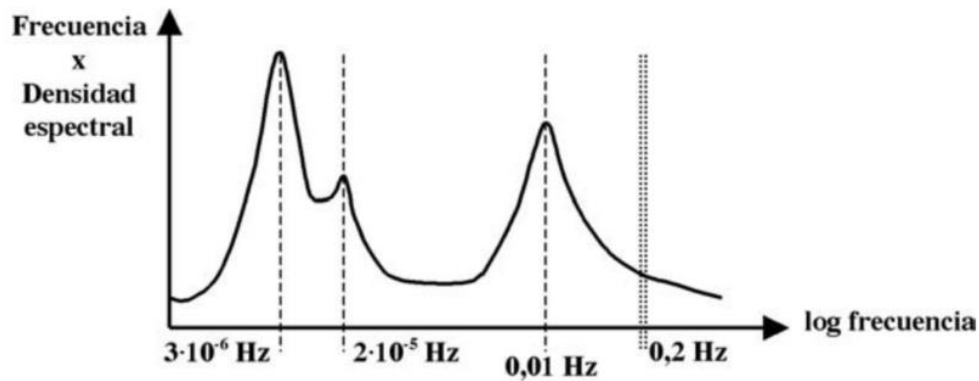


Figura 3.13 Curva de variación con la frecuencia del producto de la frecuencia por la función de densidad espectral.

#### 3.4.1.2 Desprendimiento de remolinos

Este fenómeno se comenzó a estudiar en detalle durante los primeros años del siglo XX y establece que, para determinados valores del número de Reynolds, el flujo corriente abajo de un cilindro circular situado perpendicularmente a una corriente incidente uniforme se caracteriza por el desprendimiento alternado y periódico de remolinos que giran en sentido horario y antihorario de forma alternativa (Fig. 3.14). Esta circunstancia genera sobre el cilindro fuerzas laterales periódicas que son la causa de las vibraciones en un plano perpendicular a la corriente incidente.

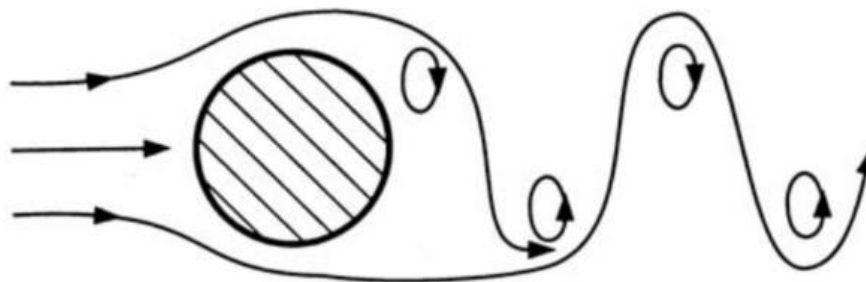


Figura 3.14 Fenómeno de desprendimiento de remolinos (Hernandez V. et al., 2005)

Algunos investigadores como Theodore Von Kármán, famoso ingeniero aeronáutico, demostraron mediante ensayos experimentales que esta teoría se podía generalizar a otros tipos de estructuras no cilíndricas, como el puente de Tacoma, por lo que ahora se podría hablar de la existencia de una acción periódica sobre el puente. Esta frecuencia de desprendimiento de remolinos se obtendría por medio de la siguiente expresión (Strouhal, 1878).

$$f_v = \frac{S \cdot v_m}{D} \quad (3.10)$$

Siendo  $v_m$  la velocidad media de incidencia del viento,  $D$  el canto del puente, y  $S$  una constante adimensional dependiente de la forma de la estructura, denominada “número de Strouhal”. Por ejemplo, cuando se produjo el colapso del puente Tacoma, la velocidad del viento era del orden de 65 km/h, con lo que la frecuencia de desprendimiento de remolinos,  $f_v$ , sería aproximadamente

1 Hz. Sin embargo, el puente estaba vibrando a una frecuencia de 0,2 Hz. Por lo tanto, y puesto que ambas frecuencias no coinciden, no se pudo producir ninguna resonancia, por lo que el desprendimiento de remolinos tampoco fue la causa del colapso.

#### 3.4.1.3 *Inestabilidades aero-elásticas*

Estas inestabilidades aparecen cuando un cuerpo sometidos a un flujo de viento se mueve o deforma apreciablemente. Estas deformaciones producidas variaciones en la forma de la interacción entre viento y estructura que modifican las fuerzas aerodinámicas ejercidas por el viento, lo que, a su vez, afecta a las propias deformaciones del cuerpo. En algunas situaciones, diversas fuerzas afectadas a seguir progresivamente la deformación del obstáculo, causando su falla por fatiga o al alcanzar tensiones excesivas. Se trata, por tanto, de una vibración auto excitada.

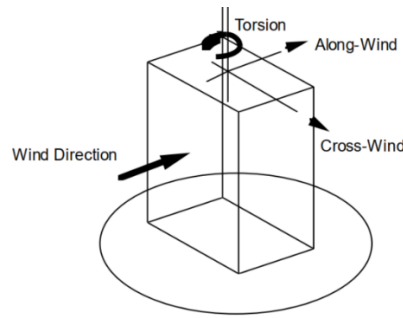
Es este un problema típico en Ingeniería Aeronáutica ya que se puede dar en las alas de las aeronaves, aunque también puede ocurrir en otras estructuras. En el caso del puente de Tacoma, el factor desencadenante de esta inestabilidad fue el solape de la oscilación existente de flexión con una vibración de torsión, ocasionado por el fallo de un cable de suspensión. (Hernandez V. et al., 2005).

El proceso hasta ahora descrito se denomina flameo o flutter y concretamente aparece cuando para una fase determinada entre torsión y flexión, la estructura extrae energía del flujo constante de aire. Así, la figura 7 muestra el movimiento de la sección transversal del puente cuando las frecuencias de torsión y flexión son iguales y existe ese desfase entre oscilaciones; en este caso, es posible la absorción de cierta energía, obtenidos del trabajo realizado por el viento sobre la estructura, que se emplea en aumentar sistemáticamente las deformaciones.

Así, en el puente de Tacoma, el giro del tablero ocasionado por la torsión fue creciendo sistemáticamente en cada ciclo, lo que supuso un aumento de las tensiones sobre el material que provoca el fallo estático o, puesto que estas tensiones eran variables, un Fallo por fatiga a bajos ciclos. Este fenómeno es más complejo de lo que hay aquí ha expuesto. De hecho, en esta situación también se producen remolinos variables en posición y magnitud que actúan sobre el tablero y que influyen en la oscilación y en el aporte de energía.

#### 3.4.2 *Respuesta estructural bajo acción del viento*

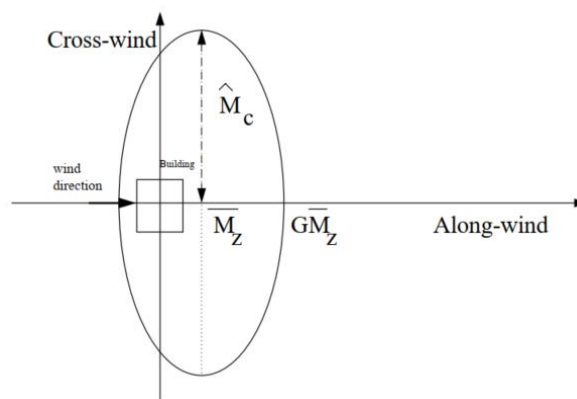
El viento que se acerca a un edificio es un fenómeno complejo donde el patrón de flujo generado alrededor de un edificio es complicado por la distorsión del flujo medio, la separación del flujo, la formación de vórtices y el desarrollo de estela de viento. Largas fluctuaciones de presiones de viento ocurren en la superficie de un edificio debido a las características mencionadas anteriormente. Como resultado, grandes cargas aerodinámicas se imponen sobre el sistema estructural y fluctuaciones de fuerzas intensas localizadas actúan sobre las fachadas.



*Figura 3.15 Direcciones de respuesta de viento*

Bajo la influencia colectiva de esas fuerzas fluctuante, una edificación vibrará en los modos lineales y torsionales como se muestran en las figuras 3.15 y 3.16, la amplitud de tales oscilaciones depende de la naturaleza de las fuerzas aerodinámicas y características dinámicas de la estructura. Durante el cálculo de las cargas de viento a considerar se realiza ciertas simplificaciones considerando las siguientes características del flujo de viento.

- Variación del viento a lo largo de la altura.
- Turbulencia del viento
- Periodo de retorno
- Carga longitudinal del viento
- Carga trasversal del viento
- Dinámica de la interacción viento-estructura.



*Figura 3.16 Efecto de comportamiento del viento, respuesta frente a viento longitudinal y viento transversal*

#### 3.4.1 Respuesta dinámica de estructuras bajo acción del viento

El escurrimiento de un fluido turbulento sobre un cuerpo genera presiones superficiales dependientes del tiempo, ese es el caso de estructuras ubicadas en la capa límite atmosférica, donde la variación de velocidades del viento en magnitud y dirección generan cargas dinámicas (Kayısoğlu et al., 2014).

Si la estructura se deforma significativamente por la acción de fuerzas provocadas por el viento, estas deformaciones cambian las condiciones iniciales de contorno para el flujo, modificando las

fuerzas aerodinámicas que el flujo ejerce sobre la estructura. Dicha interacción entre el movimiento de la estructura y fluido circundante es denominada “aeroelasticidad”.

A pesar que el cálculo de la respuesta dinámica estructural fajo cargas aerodinámicas variables en el tiempo es complejo, existen recomendaciones en normas y reglamentos que permiten su determinación.

La respuesta de la estructura bajo cargas de viento está relacionada con la velocidad del viento, perfil de viento y características de turbulencia. Las características de turbulencia se describen por su intensidad, el cual es calculado como una ratio de desviación estándar de las velocidades de viento y la velocidad media del viento.

El perfil de velocidades de viento tiene una forma parabólica y es expresado por una ley potencial como muestra en la siguiente ecuación.

$$\bar{U}(z) = \bar{U}_{10} \left( \frac{z}{10} \right)^{\alpha} \quad (3.11)$$

Donde  $\bar{U}_{10}$ , es la velocidad media en [m/s] a un nivel de referencia de 10m,  $z$  en [m] es la altura desde el suelo y  $\alpha$  es un parámetro constante que relaciona la rugosidad de la superficie y categoría de exposición.

La intensidad de turbulencia esta dado por:

$$I_u = \frac{\sigma_u}{\bar{U}} \quad (3.12)$$

La respuesta longitudinal de viento de una estructura puede ser considerado como un SDOF (sistema de un grado de libertad), tal que la ecuación estaría representada de la siguiente manera.

$$m\ddot{x}(t) + c.\dot{x}(t) + kx(t) = F(t) \quad (3.13)$$

Que es la misma ecuación de la respuesta dinámica de una estructura con masa “ $m$ ” Amortiguamiento “ $c$ ” y rigidez “ $k$ ”. en este caso  $F(t)$ , es usado una como una fuerza de arrastre dependiente en el tiempo, y  $x(t)$  es el desplazamiento del sistema. La definición fuerza de arrastre es el producto del área de exposición y la presión de flujo.

Utilizando la ecuación de Bernoulli, y asumiendo un comportamiento cuasi estable alrededor del cuerpo in dirección longitudinal del viento, la fuerza de arrastre puede ser definido como.

$$F(t) = A \left( C_{po} \cdot \frac{1}{2} \rho_a U(t)^2 \right) \quad (3.14)$$

Donde

- $A$ : Área de exposición

- $C_{po}$ : es el coeficiente de presión cuasi estable.
- $\rho_a$ : densidad del aire
- $U(t)$ : es la velocidad el viento dependiente en el tiempo.

Como un enfoque general, los problemas de vibración dependientes en el tiempo, son expresados como unas sumatorias de componentes de fluctuaciones medias, el cual forma el factor de ráfaga (Daveport, 1967). Si la velocidad del viento la media y componentes de fluctuaciones, la fuerza de arrastre puede ser rescrito en términos de media y partes de fluctuaciones, por lo tanto, la ecuación 3.14 deriva en:

$$U(t) = \bar{U} + u'(t) \quad (3.15)$$

$$\bar{F} = A \left( C_{po} \cdot \frac{1}{2} \rho_a U(t)^2 \right) \quad (3.16)$$

$$F'(t) = A \cdot C_{po} \cdot \rho_a \cdot \bar{U} \cdot u'(t) \quad (3.17)$$

Cuando se toman cuadrados de ambos lados en cada una de las ecuaciones 3.16 y 3.17, los términos comunes conducirán a escribir la siguiente relación:

$$F'(t)^2 = \frac{4 \cdot \bar{F}^2}{\bar{U}^2} \cdot u'(t)^2 \quad (3.18)$$

La ecuación de movimiento dado en 3.13, puede ser resuelto en el dominio de frecuencias, usando la función de densidad espectral. Con  $S_F(f)$  y  $S_u(f)$ , como función de densidad espectral y la fuerza de arrastre con la respectiva velocidad. La ecuación 3.19 se puede escribir debido a la suposición de la velocidad del viento normalmente distribuida como un evento natural y la propiedad de linealidad de las funciones de densidad espectral (Davenport, 1967). A continuación,  $f$  representa la frecuencia en Hertz.

$$S_F(f) = \frac{4 \cdot \bar{F}^2}{\bar{U}^2} \cdot S_u(f) \quad (3.19)$$

En la teoría de la vibración aleatoria, la función de densidad espectral de la respuesta de un solo sistema de grado de libertad,  $S_x(f)$  está relacionado con la función de densidad espectral de la fuerza a través de una función de admitancia mecánica,  $H(f)$  (Wirsching et al., 1995).

$$S_x(f) = \frac{1}{k^2} \cdot |H(f)|^2 \cdot \frac{4 \cdot \bar{F}^2}{\bar{U}^2} \cdot S_u(f) \quad (3.20)$$

$$|H(f)|^2 = \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{f}{f_1} \right)^2 \right]^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \left( \frac{f}{f_1} \right)^2} \quad (3.21)$$

En las ecuaciones 3.20 y 3.21,  $k$  es la rigidez;  $f_1$  es la primera frecuencia natural y  $\xi$  es la relación de amortiguamiento estructural (Clough & Penzien, 2003). La varianza de la respuesta,  $\sigma_x^2$  se puede expresar en términos de su función de densidad espectral como en la ecuación 3.22.



$$\sigma_x^2 = \int_0^\infty S_x(f) \cdot df \quad (3.22)$$

En la solución explícita de la varianza, la ecuación se simplifica superponiéndola en dos componentes, es decir, la componente de fondo B y el componente resonante, (Holmes, 2005). En resumen, varianza (cuadrado de desviación estándar) de la respuesta puede reescribirse como en la ecuación 3.23, utilizando las ecuaciones 3.13, 3.21 y 3.22.

$$\sigma_x^2 \cong 4\bar{x}^2 \cdot I_u^2 [B + R] \quad (3.23)$$

$$B = \int_0^\infty X^2(f) \cdot \frac{S_U(f)}{\sigma_u^2} df \quad (3.24)$$

$$R = X^2(f_1) \cdot \frac{S_U(f)}{\sigma_u^2} \int_0^\infty |H(f)|^2 \cdot df \quad (3.25)$$

El término  $X^2(f)$  en las ecuaciones 3.24 y 3.25 se denomina como la función de admitancia aerodinámica. Para bajas frecuencias, se espera que sea 1. Mientras que la respuesta de fondo representa la respuesta casi constante, resonante 1 refleja la respuesta dinámica del sistema. Por lo tanto, para una estructura rígida con alta frecuencia natural, el componente de fondo domina, mientras que el componente resonante juega el papel principal para una estructura esbelta con baja frecuencia natural.

Bajo carga de viento, la respuesta de viento de un edificio se debe principalmente al fenómeno de desprendimiento de vórtices. No existe una solución analítica directa que describa la respuesta a través del viento en la literatura debido a que la ecuación de Bernoulli pierde su validez en el caso de la vorticidad (Holmes, 2005). Sin embargo, un número adimensional (número de Strouhal, St) se define para determinar la frecuencia de desprendimiento de vórtices,  $f_s$  como en la ecuación 3.26 (Holmes, 2005). En caso que la frecuencia natural de la estructura coincide con la frecuencia de desprendimiento de vórtices, entrará en resonancia. Por lo tanto, al diseñar una estructura, evitar que la estructura tenga una frecuencia natural cercana a la frecuencia de desprendimiento de vórtices es vital.

$$St = f_s \cdot \frac{L}{\bar{U}} \quad (3.26)$$

En la ecuación 16, L es una longitud característica y se toma como el ancho del edificio, B;  $\bar{U}$  es la velocidad media del viento. Para edificios rectangulares, el número de strouhal depende de la relación de aspecto (Eurocode 1, 2005).

Sin embargo, las acciones dinámicas están reguladas según las normativas nacionales de cada país, en este trabajo se emplea las ecuaciones del Eurocódigo e investigaciones para determinar las fuerzas estáticas equivalentes, así como la participación dinámica sobre la estructura.

### 3.5 Acción sísmica sobre estructuras altas

Las principales acciones dinámicas que tiene lugar en las estructuras son de sismo y viento; sin embargo, el efecto del diseño de dichas fuerzas es diferente. En el caso del diseño sísmico la estructura está sometida a variables movimientos del suelo en su base, los cuales induce fuerzas de inercia en la estructura, que se estos causan esfuerzos internos, esto es una carga tipo desplazamiento.

La masa del edificio controla el diseño sísmico además de la rigidez del edificio, porque el terremoto induce fuerzas de inercia que son proporcionales a la masa del edificio. Diseñar edificios para que se comporten elásticamente durante los terremotos sin daños puede hacer que el proyecto sea económicamente inviable. Como consecuencia, puede ser necesario que la estructura sufra daño y así disipar la entrada de energía durante el terremoto; por lo tanto, la filosofía de diseño tradicional resistente a los terremotos requiere que los edificios normales sean capaces de resistir.

- a) Sacudidas menores (y frecuentes) sin dañar los elementos estructurales y no estructurales;
- b) Sacudidas moderadas con daños menores a los elementos estructurales y algunos daños a elementos no estructurales, y.
- c) Sacudida severa (e infrecuente) con daño a los elementos estructurales, pero sin colapso (para salvar Vida y propiedad dentro / contiguo al edificio).

Por lo tanto, los edificios están diseñados solo para una fracción (~ 8-14%) de la fuerza que tendrían experiencia, si fueron diseñados para permanecer elásticos durante el fuerte temblor de tierra esperado y permitiendo así daños (Ackerman & Sheerin, 2014). Pero, se requiere suficiente rigidez inicial para asegurarse de evitar daños estructurales bajo sacudidas menores. Por lo tanto, el diseño sísmico equilibra costo reducido y daños aceptables, para que el proyecto sea viable. Este cuidadoso equilibrio ha llegado basado en una extensa investigación y estudios detallados de evaluación de daños posteriores al terremoto. Una gran cantidad de esta información se traduce en disposiciones precisas de diseño sísmico. En contraste, daño estructural no es aceptable bajo fuerzas de viento de diseño. Por esta razón, el diseño contra los efectos del terremoto es llamado como diseño resistente a los terremotos y no a prueba de terremotos

#### 3.5.1 Criterios de diseño sísmico

Existen 2 niveles de movimiento de sismos que son asumidos, en el nivel 1, un movimiento de suelo fuerte es esperado por lo menos en su periodo de vida útil con una velocidad máxima de 0.25m/s, en el nivel 2 un limitado movimiento de suelo que puede ocurrir o no, pero que deberá ser considerado en el diseño con una velocidad máxima de 0.5m/s. (Aoyama, 2001).

En el nivel 1, se espera que el comportamiento de la estructura sea tal que el hormigón pueda fisurar, pero el acero no (quedando en el rango elástico), mientras que en el nivel 2 el acero entra en un nivel de ductilidad, el cual tendrá factores tal que no haga excesiva deformación inelástica. Así mismo la deriva de piso es limitada a menos de  $1/200$  en el nivel 1 y  $1/100$  en el nivel 2 (Aoyama, 2001).

Estos criterios son similares para estructuras altas de hormigón y acero, con alturas mayores a 60m, estos no están explícitamente establecidos en los códigos estándar de edificaciones.

Los procedimientos de diseño consisten en 2 fases, correspondiente a los 2 niveles de respuesta sísmica mencionada anteriormente. La primera fase de diseño es proteger el “weak link” unión débil en la estructura el cual forma rotulas de fluencia para el primer nivel de sismo. Para este caso las cargas sísmicas se determinan usando los códigos de diseño estándar y respuesta de sismo.

La segunda fase de diseño, es dado para el nivel de sismo 2. Se calcula las cargas de colapso asociadas con la formación del mecanismo, y los miembros estructurales fuera de las rotulas son proporcionados a las fuerzas asociadas con la formación de mecanismo mejoradas por factores de amplificación, se calcula la carga de colapso asociada con la formación del mecanismo, y los miembros estructurales fuera de las bisagras de fluencia se proporcionan a las fuerzas asociadas con la formación del mecanismo mejoradas por factores de aumento apropiados (Aoyama, 2001).

### 3.5.2 Solicitaciones sísmicas en edificios altos

En la actualidad los códigos estándar de edificación establecen cargas y factores de cargas para edificaciones hasta 60m, sin embargo, es común que los ingenieros extrapolen las provisiones para obtener las cargas sísmicas de diseño para edificaciones altas.

Normalmente en edificios altos, las cargas de viento son las que controlan el diseño de la mayoría de los elementos estructurales que soportan las cargas laterales. Sin embargo, en los países de alta actividad sísmica, como los que se encuentran en el cinturón de fuego del pacifico, tienen que obligatoriamente revisar y diseñar elementos especiales para satisfacer la demanda de esfuerzos de las solicitaciones sísmicas.

La naturaleza de las solicitaciones sísmicas se materializa a través de fuerzas inerciales debidas a la masa inherente del edificio y las aceleraciones que se transmiten a través de la vibración del suelo y la estructura. Esto hace que, en los edificios altos, que al aumentar la altura también se aumenta la masa que participa de este fenómeno, lo que a su vez aumenta las fuerzas inerciales, así mismo los elementos verticales como columnas y muros pueden colapsar por efectos secundarios que se suman a los esfuerzos que normalmente soportan. Estos efectos secundarios

tienen que ver con el efecto  $P-\Delta$  sobre la estructura, a mayor fuerza vertical, mayores desplazamientos por lo tanto mayor será el efecto  $P-\Delta$  (Hench I, 2007).

Otro aspecto importante a considerar es que los edificios altos por lo general poseen periodos fundamentales mayores a los edificios normales. Esto hace que las aceleraciones que posee un fenómeno sísmico tengan dos efectos: si es de corta duración las aceleraciones no van afectar demasiado al edificio, pero si es prolongado puede existir una amplificación del efecto cuando se encuentren más cerca al periodo de la estructura. Aquí también interviene la interacción suelo estructura, ya que va depender de cómo se hicieron las fundaciones y el tipo de suelo que existe bajo estas.

El desplazamiento entrepisos (deriva de piso) es un parámetro muy importante a ser controlado ya que ayuda a cumplir con los objetivos anteriores. Si bien la norma peruana cumple con esto controlando desde hace años el desplazamiento entrepisos para todo tipo de estructuras, en el caso de normas y códigos extranjeros sólo se plantean límites de esfuerzos sobre elementos estructurales, los que pueden no ser exitosos en proteger a los ocupantes o los elementos no estructurales.

Las características de un edificio alto que hacen que su respuesta a los movimientos sísmicos sea única, es que debe tener:

- Un período fundamental de traslación de vibración significativamente superior a dos segundos.
- Significante participación de masa y respuesta lateral a los modos más altos de vibración.
- Un sistema de resistencia a la fuerza sísmica con una ratio de esbeltez tal que sean significantes las porciones de la deriva lateral debidas a la deformación axial de las paredes y/o columnas en comparación con la deformación por corte de los marcos y paredes.

Los códigos tradicionales los cuales usan una respuesta elástica con factor de reducción  $R$ , no son adecuados para diseño sísmico de estructuras altas, estas no tratan con el comportamiento no lineal de la estructura alta, por lo que contribuyen varios modos de vibración significativamente a la respuesta sísmica de la estructura.

### 3.5.3 Código de riesgo y derivación

La tolerancia para la intensidad potencial de un evento sísmico utilizado en el diseño de edificios, es determinado de una evaluación estadística de la data histórica y niveles de aceptación de riesgo.

Estos resultados estadísticos se utilizan para producir tablas y mapas aceleraciones del terreno de diseño, conocidas como mapas de riesgo sísmico, para su uso en análisis sísmicos. En el caso de

edificios altos, es habitual llevar a cabo análisis específicos de riesgo / peligro, incluyendo la caracterización de sismo específico de entrada, como acelerogramas y desplazamiento sísmico que provienen de diferentes fuentes.

Para cada período de retorno asociado a un evento, corresponde una diferente expectativa de respuesta para el desempeño de la estructura y esto forma la base de un enfoque de diseño basado en desempeño apropiado para edificios altos.

El Eurocódigo 8, así como el Consejo de Edificios Altos y Hábitat Urbano (CTBUH) en sus Recomendaciones para el diseño sísmico de edificios de gran altura, promueve tal enfoque con su requisito de cumplir con dos o más criterios de desempeño separados (Ackerman & Sheerin, 2014).

#### 3.5.4 Diseño basado en desempeño.

El diseño basado en desempeño es un enfoque preferido en los modernos códigos de diseño sísmico. Para estructuras altas en particular, dos o más niveles de respuesta deberían ser explícitamente considerados.

El (Eurocode 8, 2004), establece dos requisitos fundamentales: Límites de daño, con lo cual la estructura deberá mantenerse estable para la acción sísmica de larga probabilidad de ocurrencia. (sismo de 95 años) sin daño, al asociado límite de uso; y un evento “no colapso”, con el cual la estructura debe conservar su integridad y una capacidad de soporte residual, después de un evento sísmico extremo (sismo de 475 años).

#### 3.5.5 Efectos locales de condiciones del suelo.

El estrato encontrado en el sitio del proyecto tiene un gran impacto a nivel que condiciona la de aceleración sísmica al cual está sometido un edificio. Normalmente un suelo más débil debajo de un edificio amplifica la intensidad de aceleración del suelo en la superficie. Los componentes de un evento sísmico de periodo más largo (baja frecuencia) se amplifican típicamente en suelos débiles debido a la resonancia con el periodo natural del suelo. Esto es de particular preocupación en estructuras altas con periodos naturales más largos. Otros problemas relacionados con las condiciones del suelo en un sitio en particular incluyen deslizamientos de tierra, consolidación del suelo suelto que resulta en asentamientos totales y diferenciales y la licuefacción. Dependiendo de la aceleración pico esperada en un sitio y las características de los estratos subyacentes pueden justificarse las evaluaciones de riesgo sísmico específicas del sitio, tales evaluaciones investigaran las características del suelo en el sitio sobre la cabeza de roca y la ubicación de las fallas sísmicas conocidas podrían tener un impacto en el sitio sujeto.

La licuefacción implica la consolidación de los suelos sueltos en los cuales el asentamiento ocurre en poco tiempo, provocando aumento repentino en la presión de los poros de agua, y como

resultado, las tensiones efectivas se reducen a cero y el suelo se convierte en líquido, con pérdida posterior de capacidad de carga. Los suelos poco calificados y las tierras recuperadas tienen mayor riesgo de licuefacción y en tales casos es común utilizar cimentaciones profundas que permiten transmitir las cargas verticales a los estratos sin problemas de licuefacción (Ackerman & Sheerin, 2014).

### 3.5.6 Acción sísmica

El diseño sísmico de estructuras altas, requiere la caracterización de por lo menos 2 niveles de sacudido, sismos de nivel de servicio para verificar requisitos de daños y el sismo máximo considerado para asegurar que no colapse la estructura.

En general los riesgos sísmicos se describen en códigos en términos de un solo parámetro, el valor la aceleración máxima de referencia del terreno relacionada con un tipo específico de terreno en la zona donde se ubica la estructura.

Cuando se considera una evaluación más específica de la acción sísmica, el riesgo sísmico específico, se puede llevar a cabo un análisis para determinar la amplitud de esos niveles sísmicos. Se debe utilizar el análisis probabilístico de riesgo sísmico. En lugares ubicados más cerca de activo fallas (menos de 10 km) capaces de producir terremotos de magnitud superior a M6, El análisis de riesgo sísmico determinista también se debe utilizar para el máximo considerado terremotos.

### 3.5.7 Espectro de respuesta elástica

La acción sísmica está representada en forma básica por el movimiento del sismo en un punto dado del espectro de respuesta de aceleración elástica del suelo. Con frecuencia la forma del espectro de respuesta elástica se toma la misma que para los 2 niveles de acción sísmica requisitos de no colapso y estado límite de daño.

Es importante notar que el espectro de respuesta dado en los códigos usualmente utiliza un amortiguamiento viscoso de 5%. En caso de estructuras altas, este valor es mucho mas grande, por lo tanto, el espectro tiende a aumentar correlativamente, por ejemplo, en el EC-8 el factor de corrección del amortiguamiento “n” puede ser determinada por la siguiente expresión.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55 \quad (3.27)$$

Donde  $\xi$ , es la ratio de amortiguamiento viscoso de la estructura, expresado en porcentaje. Para estructuras altas con un amortiguamiento de 2.5, el factor de amplificación de espectro debería ser 1.15

La forma típica del espectro es figura en los códigos tiene 2 partes

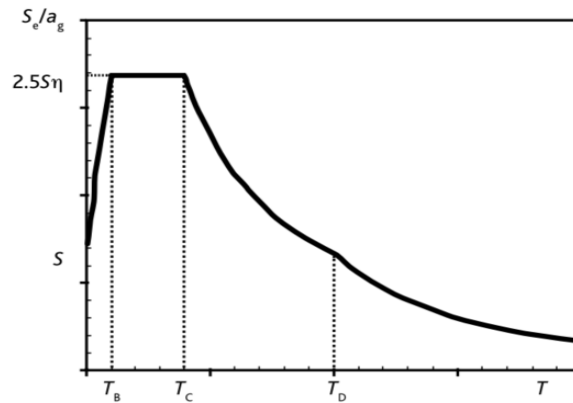


Figura 3.17 Espectro sísmico (Ackerman & Sheerin, 2014).

- Para  $T_c \leq T \leq T_D$  la aceleración es proporcional a  $1/T$
- Para  $T \geq T_D$  la aceleración es proporcional a  $1/T^2$

### 3.5.8 Amortiguamiento

Todas las estructuras conservadoras en el mundo pueden disipar energía, lo que significa que si sometemos a la estructura a un impulso, esta volverá a su posición inicial después de un tiempo. Esta disipación de energía a través del tiempo se define como amortiguamiento.

En edificios de gran altura la fuente de amortiguamiento se puede clasificar de la siguiente manera (Djapara, 2017):

- Amortiguamiento del material. Este proviene de la fricción interna del mismo material. El mecanismo físico son la termoelasticidad, el efecto de corriente parásita los esfuerzos inducidos y el efecto electrónico.
- Amortiguamiento de las juntas estructurales. Esta disipación de energía proviene del efecto de fricción local en la junta.
- Amortiguamiento de la interacción suelo estructura. La vibración en el edificio que se propaga al suelo se disipa a través de la radiación hacia la capa más profunda y la pérdida histórica del suelo debido a su elasticidad imperfecta (amortiguamiento de material).
- Amortiguamiento aerodinámico. Cuando un flujo de aire interactúa con un objeto, hay un momento de restauración que es opuesto al movimiento del objeto creado por el flujo del aire. Este momento de restauración se conoce como amortiguamiento aerodinámico que depende de la presión dinámica creada por la velocidad del aire.

En investigaciones anteriores, se afirma que la observación del amortiguamiento se vuelve no lineal. Un método para linealizar el amortiguamiento fue introducido por Rayleigh (1877), que ahora se conoce como amortiguación viscosa. El amortiguamiento viscoso es una pérdida de energía causada por un lubricante líquido en el que su fuerza es proporcional a su velocidad relativa.



### 3.5.9 Análisis tiempo historia.

El movimiento sísmico puede ser representado en términos de aceleraciones tiempo historia y relacionadas cantidades de velocidades y desplazamientos.

Dependiendo de la naturaleza de la aplicación y la información disponible, la modelación del movimiento sísmico puede ser creado usando acelerogramas artificiales y registros o acelerogramas simulados. En caso de acelerogramas artificiales, la duración debe ser consistente con la magnitud y otros relevantes parámetros del evento sísmico. La selección y modificación de acelerogramas para un análisis dinámico es tarea crucial que deben llevar a cabo los expertos en ingeniería sísmica.

## 3.6 Control de vibraciones en estructuras de gran altura

### 3.6.1 Introducción

En el diseño de estructuras, en principio se consideran los efectos gravitatorios y las cargas adicionales debido a las sobrecargas según el uso del edificio. Cuando la estructura demanda una protección adicional para fuerzas ambientales como viento, mareas, y sismos, la solución para la tipología estructural empleada se puede encontrar en los sistemas de aislación y control de vibraciones.

Las cargas de vientos y/o sismos, las cuales nunca son estáticas o unidireccionales y cuyas magnitudes son más difíciles de predecir que las cargas gravitacionales, se deben considerar y modelar tal que reproduzcan la situación real. Por lo tanto, el estudio de la respuesta estructural debe tener estos efectos. El uso de estos sistemas se ha incrementado y desarrollado notablemente en los últimos años, en el área de la ingeniería estructural.

En muchos casos la carga predominante de diseño de estructuras esbeltas, son las cargas de viento. En estructuras muy altas (mayores a 70m), las vibraciones causadas por el viento provocan problemas en la estructura principal, los revestimientos, equipamientos y ocupantes. Las aceleraciones causadas por las vibraciones que se producen en los pisos superiores son perceptibles por las personas provocando incomodidad y algunas veces conduciendo al abandono del lugar de trabajo por algunas horas.

La percepción está ligada a la vibración de la estructura, ya sea por flexión o torsión, los efectos torsionales inducidos por el viento provocan una distribución de presión no equilibrada sobre la superficie del edificio. Los efectos de la carga de viento son amplificados si el edificio es de forma asimétrica, porque son más sensibles dinámicamente. Por lo tanto, no solo es necesario realizar un diseño basado en la seguridad estructural, sino también incluir el punto de vista del confort de los ocupantes.

El control de vibraciones en zonas sísmicas no solo se limita a edificios de altura, sino a todas las estructuras. El mejoramiento de la seguridad sísmica de edificios ya construidos constituye un problema de enorme envergadura económica. La alternativa para lograr un aumento de la seguridad estructural, son los disipadores pasivos de energía, que constituyen una forma económicamente viable de encarar estos problemas.

Tradicionalmente, el diseño sismorresistente se basa en satisfacer la ecuación de demanda externa y capacidad de la estructura. La demanda considera las fuerzas externas y deformaciones generales en la estructura por el sismo, la capacidad considera la resistencia y deformabilidad que puede ser desarrollada por la estructura sin comprometer su estabilidad. Así un diseño seguro es el que cumple con  $\text{capacidad} > \text{demanda}$  (Montanaro, 2002).

Se ha tratado siempre de satisfacer esta desigualdad a través de aumentar la capacidad de los elementos estructurales. Lo que aportan los sistemas de aislación al diseño sismorresistente convencional, es satisfacer la ecuación  $\text{capacidad} > \text{demanda}$ , reduciendo la demanda. Esto no significa que alteremos la excitación, pero si lo que percibe el sistema estructural a través de modificar las propiedades dinámicas de rigidez y amortiguamiento, de modo que las vibraciones inducidas sean considerablemente menores.

Los sistemas de reducción de vibraciones se pueden dividir en 2 grandes grupos.

- Sistemas de aislación.
- Sistemas de control de vibraciones.

El campo de aplicación de los sistemas de aislación se restringe a la aislación sísmica; sin embargo, estos no son eficientes en estructuras de gran altura. Por otro lado, el sistema de control de vibraciones se aplica principalmente para controlar oscilaciones producidas por el viento y sismo, la disipación de energía en este caso produce deformación cíclica y su efecto de reducción de respuesta.

### 3.6.2 Sistemas de control de vibraciones.

Los sistemas de control de vibraciones se colocan en la estructura misma y no en la base como los aisladores. En los sistemas de control de vibraciones activos y pasivos es que los primeros necesitan energía eléctrica externa para comenzar a funcionar.

#### 3.6.2.1 *Amortiguadores histeréticos*

Los amortiguadores histeréticos utilizan las características de amortiguamiento histerético de los materiales y sistemas, son los amortiguadores de acero, amortiguadores de plomo, amortiguadores friccionales y los amortiguadores viscoelásticos. Uno de los mecanismos más efectivos para la disipación de energía en una estructura metálica es a través de la deformación inelástica de sus componentes. La idea de la utilización de amortiguadores metálicos es que la

mayor disipación de energía se produce en los mismos, disminuyendo la adsorción en la estructura. Para los amortiguadores viscoelásticos, los materiales utilizados en aplicaciones estructurales son típicamente polímeros o sustancias vídrias las cuales disipan energía cuando están sujetas a deformaciones por corte.

El comportamiento mecánico de los amortiguadores viscoelásticos es dependiente de la fuerza de excitación, la temperatura de operación y nivel de deformación del material. Estas variables deben ser consideradas dentro del análisis y diseño de la solución basada en amortiguadores viscoelásticos.

### 3.6.2.2 *Amortiguadores viscosos*

Son los amortiguadores viscosos propiamente dichos y los amortiguadores de aceite. En los amortiguadores viscosos, la disipación de la energía se produce en el fluido viscoso que contiene el recipiente donde se desliza el pistón, similar al funcionamiento del amortiguador del automóvil. Los amortiguadores de aceite consisten en una esfera de acero dentro de una cubeta con aceite y disipan la energía a través del impacto de las esferas con las paredes de la cubeta y el movimiento viscoso de la esfera en el aceite.

Los amortiguadores viscoelásticos son muy eficientes para estructuras altas con sismo de alta frecuencia y menos eficientes para sismos de baja frecuencia.

### 3.6.3 *Mecanismos de masas*

Dentro de los mecanismos de masa se encuentran los amortiguadores de masa sintonizada (AMS) y los amortiguadores de líquido sintonizado (ALS) y subgrupos, como los múltiples amortiguadores de masa sintonizada (MAMS) y los amortiguadores de columna de líquido sintonizados (ACLS).

Como es de esperarse, para sistemas de  $n$  grados de libertad, la efectividad es mayor cuando la estructura oscila alrededor de un modo predominante. Puede ocurrir que los desplazamientos correspondientes al primer modo de la respuesta se reduzcan considerablemente, mientras que los desplazamientos de los modos altos se incrementen cuando el número de pisos aumenta. Esta dificultad se soluciona colocando varios AMS, que cubren una banda de frecuencias (MAMS). Los AMS instalados en edificios pueden ser de formas diferentes. La ubicación del AMS es en el último piso del edificio. En la figura 3.18 se muestran las implementaciones más usuales. En el caso a) es un simple péndulo, cuyo periodo de vibración depende solo del largo mismo, siendo su principal desventaja el gran espacio requerido para su instalación, en algunos casos más de la altura de un piso. En el caso b), c) y d) la cuerda del péndulo es una barra rígida y se utilizan 2 masas, una de las cuales está apoyada en el piso. Cuando hay limitaciones de espacio se puede utilizar un amortiguador de péndulo de rodillo (caso d). Otra solución es el péndulo de múltiples etapas como es mostrado en la figura e), que produce el espacio vertical necesario a la mitad.

Los MAMS (Múltiples Amortiguadores de Masa Sintonizada) consisten en un gran número de pequeños osciladores con frecuencias naturales distribuidas alrededor de la frecuencia natural del modo principal de la estructura. Una de las desventajas de los AMS es su sensibilidad a un error en la frecuencia natural de la estructura y/o la relación del amortiguamiento del AMS, disminuyendo su efectividad. Para mitigar este problema, se propuso la utilización de más de un AMS con diferentes características dinámicas para mejorar la robustez, y ser menos afectada la eficiencia por las incertidumbres del sistema principal o del AMS. Los MAMS se distribuyen a lo largo de toda la altura de la estructura.

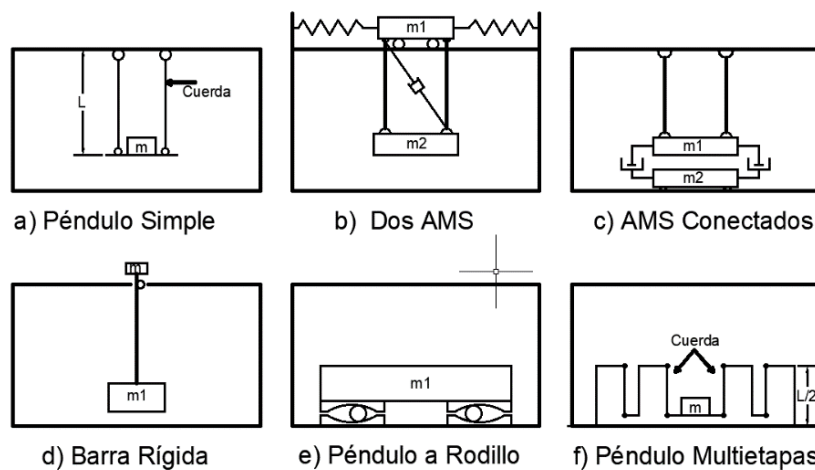


Figura 3.18 Configuración de Amortiguador de Masa Sintonizada (Montanaro, 2002).

El ALS (Amortiguador de Líquido Sintonizado) es, en el caso más general un tanque que contiene líquido que en muchos casos, es agua que, como el AMS debe ser sintonizado para que absorba las vibraciones y disipe energía.

Los ALS absorben la energía de la vibración por el movimiento oscilante del líquido contenido en el recipiente la disipan a través de la fricción intrínseca del líquido y la fricción con la superficie de las paredes. Se ha utilizado para aumentar la disipación de energía, piezas cilíndricas de polietileno que flotan en el líquido. La frecuencia del ALS, que se ajusta con la altura del agua y la dimensión de los recipientes, se sintoniza con la frecuencia natural del edificio.

También dentro de este grupo, podemos citar a los ACLS (Amortiguadores de Columna de Líquido Sintonizados), que pueden tener forma de V o U, sección horizontal diferente a la vertical, y en algunos casos, una plaza transversal con orificios ubicado en la sección horizontal que proporciona amortiguamiento necesario. Los ALS son utilizados principalmente para disminuir las vibraciones producidas por el viento en estructuras muy altas. Sus ventajas son: su bajo costo inicial, que no necesita ningún mecanismo de activación y el bajo mantenimiento requerimiento. La cantidad de recipientes, sus dimensiones, número de caas, la altura del líquido

cambian enormemente de acuerdo al edificio que se analice. Generalmente están ubicados en el piso más alto de la estructura.

En este grupo también podríamos mencionar a los amortiguadores de impacto (cadenas colgantes). Un Amortiguador de cadenas colgantes consiste en una cadena que cuelga desde la parte superior de la estructura que está vibrando, y cuando la estructura se mueve, se incrementa la amplitud del movimiento del extremo libre de la cadena. Si la amplitud es suficientemente grande se produce un impacto entre la cadena y la estructura y si la cadena está dentro del cilindro, de un determinado diámetro se puede producir más de un impacto por ciclo (Montanaro, 2002).

### **3.1 Amortiguadores de masa sintonizada AMS**

El amortiguador de masa sintonizada es una herramienta ingenieril clásica que consiste en una masa, un resorte y un amortiguador viscoso colocados en el sistema vibrante principal para atenuar la vibración no deseada a una frecuencia determinada. La frecuencia natural del amortiguador se sintoniza cerca de la frecuencia natural del sistema principal provocando que el amortiguador vibre en resonancia, disipando la energía absorbida a través de los mecanismos de amortiguamiento del AMS. Los parámetros de diseño del AMS que se deben hallar para lograr la máxima eficiencia del mismo son la relación de frecuencia (Frecuencia del amortiguador/frecuencia de la estructura), la relación de amortiguamiento y relación de masa (masa AMS / masa de estructura). Los AMS solo pueden ser sintonizados a una sola frecuencia estructural.

El concepto de amortiguador de masa sintonizada fue aplicado por primera vez por Frahm (1911) como un método para controlar la vibración del barco y como dispositivo antivuelco. Den Hartog (1956) luego desarrolló una metodología de diseño para aplicaciones mecánicas donde los parámetros óptimos, como la relación de amortiguamiento del AMS y la relación de la frecuencia natural del amortiguador a la frecuencia natural de la estructura, podría ser encontrado para reducir la respuesta (Stahl S., 2014).

Hay varias maneras de reducir balanceos y vibraciones de estructuras, a fin de satisfacer con el confort de los humanos. Primero, los elementos verticales como columnas y muros deben ser rigidizados con grandes dimensiones o espesores, sin embargo, la arquitectura por lo general hace que eso sea imposible.

#### **3.1.1 Amortiguadores de masa sintonizada en sistemas SDOF**

Dentro de los sistemas de una estructura SDOF con amortiguamiento de masa sintonizada se tienen varios casos en relación a la presencia de los amortiguamientos. Situaciones que van desde totalmente no amortiguadas hasta condiciones totalmente amortiguadas.

### 3.1.1.1 Estructura no amortiguada con AMS no amortiguado

La figura 3.19 muestra un sistema SDOF que tiene masa  $m$  y rigidez  $k$ , sometido tanto a fuerza externa como a movimiento de tierra. Un amortiguador de masa sintonizado con masa  $m_d$  y rigidez  $k_d$  unido a la masa principal. Las diversas medidas de desplazamiento son  $u_g$ , el movimiento del suelo absoluto;  $u$ , el movimiento relativo entre la masa primaria y el suelo;  $y$ , el desplazamiento relativo entre el amortiguador y la masa primaria. Con esta notación, las ecuaciones de gobierno toman la forma (Ayhan, 2009).

$$m_d[\ddot{u}_d + \ddot{u}] + k_d \cdot u_d = -m_d \cdot a_g \quad (3.28)$$

$$m\ddot{u} + k \cdot u - k_d \cdot u_d = -m \cdot a_g + p \quad (3.29)$$

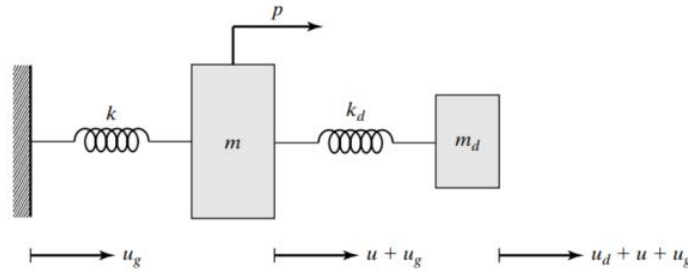


Figura 3.19 Sistema SDOF acoplado con un AMS (Ayhan, 2009).

Donde,  $a_g$ , es la aceleración absoluta del suelo y  $p$  es la fuerza (carga) aplicada a la masa principal. Cuando la excitación es considerada a tener una frecuencia periódica  $\Omega$ .

$$a_g = \hat{a}_g \sin(\Omega t) \quad (3.30)$$

$$p = \hat{p} \sin(\Omega t) \quad (3.31)$$

Expresando la respuesta como:

$$u = \hat{u} \sin(\Omega t) \quad (3.32)$$

$$u_d = \hat{u}_d \sin(\Omega t) \quad (3.33)$$

Y sustituyendo para estas variables, la ecuación de equilibrio es transformado a:

$$[-m_d \Omega^2 + k_d] \hat{u}_d - m_d \Omega^2 \hat{u} = -m_d \cdot \hat{a}_g \quad (3.34)$$

$$-k_d \hat{u}_d + [-m \Omega^2 + k] \hat{u} = -m \hat{a}_g + \hat{p} \quad (3.35)$$

Las soluciones para  $\hat{u}$  y  $\hat{u}_d$  están dados por:

$$\hat{u} = \frac{\hat{p}}{k} \left( \frac{1 - \rho_d^2}{D_1} \right) - \frac{m \hat{a}_g}{k} \left( \frac{1 + \bar{m} - \rho_d^2}{D_1} \right) \quad (3.36)$$

$$\hat{u}_d = \frac{\hat{p}}{k_d} \left( \frac{\bar{m} \cdot \rho^2}{D_1} \right) - \frac{m \hat{a}_g}{k_d} \left( \frac{\bar{m}}{D_1} \right) \quad (3.37)$$

Donde:

$$D_1 = [1 - \rho^2][1 - \rho_d^2] - \bar{m} \cdot \rho^2 \quad (3.38)$$

Y el término  $\rho$  es adimensional que es la relación de frecuencias.

$$\rho = \frac{\Omega}{\omega} = \frac{\Omega}{\sqrt{k/m}} \quad (3.39)$$

$$\rho_d = \frac{\Omega}{\omega_d} = \frac{\Omega}{\sqrt{k_d/m_d}} \quad (3.40)$$

Seleccionando la relación de masa y amortiguamiento tal que:

$$1 - \rho_d^2 + \bar{m} = 0 \quad (3.41)$$

La solución se reduce a:

$$\hat{u} = \frac{\hat{p}}{k} \quad (3.42)$$

$$\hat{u}_d = -\frac{\hat{p}}{k_d} \rho^2 + \frac{m \hat{a}_g}{k_d} \quad (3.43)$$

Esta elección aísla la masa primaria del movimiento del suelo y reduce la respuesta debido a la fuerza externa al valor pseudoestático,  $\hat{p}/k$ . Un rango típico para  $\bar{m}$  es 0.01 a 0.1. Entonces, la frecuencia óptima del amortiguamiento está muy cerca de la frecuencia de fuerza aplicada. La relación exacta se sigue de la ecuación (3.44).

$$\omega_d|_{opt} = \frac{\Omega}{\sqrt{1 + \bar{m}}} \quad (3.44)$$

Entonces determinamos la correspondiente rigidez de amortiguamiento con:

$$\omega_d|_{opt} = (\omega_d|_{opt})^2 \cdot m_d = \frac{\Omega^2 m \bar{m}}{1 + \bar{m}} \quad (3.45)$$

Finalmente, sustituyendo para  $k_d$ , la ecuación 3.43, toma la siguiente forma:

$$\hat{u}_d = \frac{1 + \bar{m}}{\bar{m}} \left( \left| \frac{\hat{p}}{k} \right| + \frac{\hat{a}_g}{\Omega^2} \right) \quad (3.46)$$

### 3.1.2 Estructura no amortiguada, AMS amortiguado

El siguiente nivel de complejidad tiene un amortiguamiento incluido en el dispositivo AMS, como muestra la figura 3.20, las ecuaciones de movimiento en estos casos son:



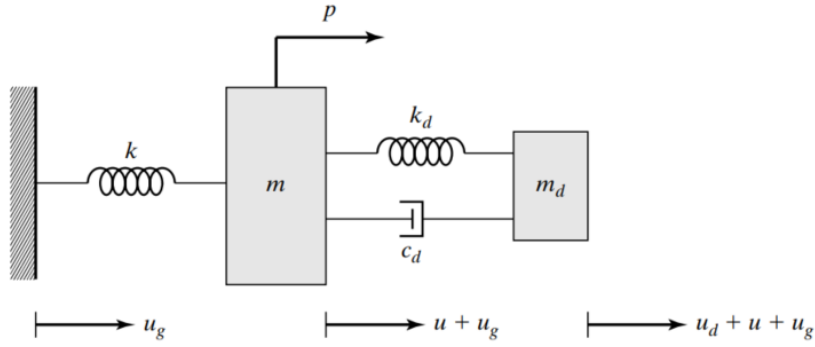


Figura 3.20 Sistema SDOF no amortiguado con AMS amortiguado (Ayhan, 2009).

$$m_d \ddot{u}_d + c_d \cdot \dot{u}_d + k_d \cdot u_d = -m_d \cdot a_g \quad (3.47)$$

$$m \ddot{u} + k \cdot u - c_d \cdot \dot{u}_d - k_d \cdot u_d = -m \cdot a_g + p \quad (3.48)$$

La inclusión de los términos de amortiguamiento produce un cambio de fase entre la excitación periódica y la respuesta. Es conveniente trabajar inicialmente con la solución expresada en términos complejos, como:

$$a_g = \hat{a}_g \cdot e^{i\Omega t} \quad (3.49)$$

$$p = \hat{p} \cdot e^{i\Omega t} \quad (3.50)$$

Donde  $\hat{a}_g$  y  $\hat{p}$  son cantidades reales. Entonces la respuesta viene a ser:

$$u = \bar{u} \cdot e^{i\Omega t} \quad (3.51)$$

$$u_d = \bar{u}_d \cdot e^{i\Omega t} \quad (3.52)$$

Donde las amplitudes de respuesta  $\bar{u}$  y  $\bar{u}_d$  se consideran cantidades complejas. Las partes reales e imaginarias corresponden la entrada sinusoidal y cosenoidal. Entonces la solución correspondiente viene dada real (para coseno) o imaginaria (para seno) partes de  $u$  y  $u_d$ . Sustituyendo las ecuaciones (3.51) y (3.52) en las ecuaciones de movimiento y cancelando  $e^{i\Omega t}$  de ambos lados resultan:

$$[m_d \Omega^2 + i \cdot c_d \cdot \Omega + k_d] \bar{u}_d - m_d \Omega^2 \bar{u} = -m_d \cdot \hat{a}_g \quad (3.53)$$

$$-[i \cdot c_d \cdot \Omega + k_d] \bar{u}_d + [-m \Omega^2 + k] \bar{u} = -m \cdot \hat{a}_g + \hat{p} \quad (3.54)$$

La solución gobernante de la ecuación es:

$$u = \frac{\hat{p}}{k D_2} [f^2 - \rho^2 + i 2 \xi_d \rho f] - \frac{\hat{a}_g m}{k D_2} [(1 + \bar{m}) f^2 - \rho^2 + i 2 \xi_d \rho f (1 + \bar{m})] \quad (3.55)$$

$$\bar{u}_d = \frac{\hat{p} \cdot \rho^2}{k D_2} - \frac{\hat{a}_g m}{k D_2} \quad (3.56)$$

Donde:

$$D_2 = [1 - \rho^2][f^2 - \rho^2] - \bar{m}\rho^2 f^2 + i2\xi_d \rho f [1 - \rho^2(1 + \bar{m})] \quad (3.57)$$

$$f = \frac{\omega_d}{\omega} \quad (3.58)$$

Convirtiendo las soluciones complejas a una forma polar, como muestras las siguientes expresiones:

$$u = \frac{\hat{p}}{k} H_1 e^{i\delta_1} - \frac{\hat{a}_g m}{k} H_2 e^{i\delta_2} \quad (3.59)$$

$$u_d = \frac{\hat{p}}{k} H_3 e^{i\delta_3} - \frac{\hat{a}_g m}{k} H_4 e^{i\delta_4} \quad (3.60)$$

Donde el factor H define la amplificación de la respuesta Psudoestatica y  $\delta'$ s son los angulos de fases entre la respuesta y la excitación, que son:

$$H_1 = \frac{\sqrt{[f^2 - \rho^2]^2 + [2\xi_d \rho f]^2}}{|D_2|} \quad (3.61)$$

$$H_2 = \frac{\sqrt{[(1 + \bar{m})f^2 - \rho^2]^2 + [2\xi_d \rho f(1 + \bar{m})]^2}}{|D_2|} \quad (3.62)$$

$$H_3 = \frac{\rho^2}{|D_2|} \quad (3.63)$$

$$H_4 = \frac{1}{|D_2|} \quad (3.64)$$

$$|D_2| = \sqrt{([1 - \rho^2][f^2 - \rho^2] - \bar{m}\rho^2 f^2)^2 + (2\xi_d \rho f [1 - \rho^2(1 + \bar{m})])^2} \quad (3.65)$$

Además:

$$\delta_1 = \alpha_1 - \delta_3 \quad (3.66)$$

$$\delta_2 = \alpha_2 - \delta_3 \quad (3.67)$$

$$\tan \delta_3 = \frac{2\xi_d \rho f [1 - \rho^2(1 + \bar{m})]}{[1 - \rho^2][f^2 - \rho^2] - \bar{m}\rho^2 f^2} \quad (3.68)$$

$$\tan \delta_1 = \frac{2\xi_d \rho f}{f^2 - \rho^2} \quad (3.69)$$

$$\tan \delta_2 = \frac{2\xi_d \rho f(1 + \bar{m})}{(1 + \bar{m})f^2 - \rho^2} \quad (3.70)$$

Para la mayoría de las aplicaciones, la relación de masa es menor que aproximadamente 0.05. Entonces los factores de amplificación de carga externa ( $H_1$ ) y movimiento de suelo ( $H_2$ ) son esencialmente iguales. Una conclusión similar se aplica para el cambio de fase. A continuación, se examina la solución correspondiente al movimiento del suelo y se establecen los valores

óptimos de las propiedades del amortiguador para esta condición de carga. Un tratamiento profundo para las fuerzas externas está contenido en el texto de Den Hartog (Den Hartog, 1956).

La figura 3.21 muestra la variación de  $H_2$  con la frecuencia de forzamiento para valores específicos de la relación de masa  $\bar{m}$  y relación de frecuencia del amortiguador  $f$ , y varios valores de relación de amortiguamiento  $\xi_d$ . Cuando,  $\xi_d = 0$  hay dos picos con amplitud infinita ubicado a cada lado de  $\rho = 1$ . A medida que aumenta  $\xi_d$ , los picos se acercan entre sí y luego fusionarse en un solo pico ubicado en  $\rho \approx 1$ . El comportamiento de las amplitudes sugiere que hay un valor óptimo de  $\xi_d$ , para una configuración de amortiguador dada ( $m_d$  y  $k_d$  o, equivalentemente,  $\bar{m}$  y  $f$ ). Otra observación clave es que todas las curvas pasan por dos puntos comunes, P y Q. Dado que estas curvas corresponden a diferentes valores de  $\xi_d$ , la ubicación de P y Q debe depender solo de  $\bar{m}$  y  $f$ .

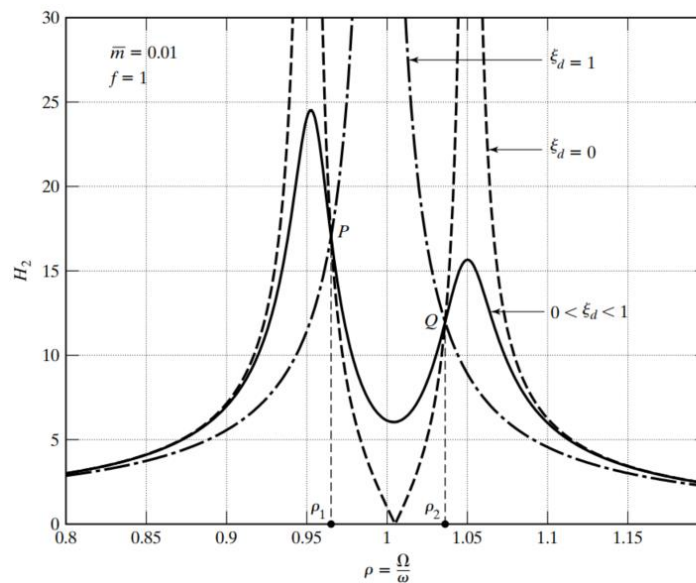


Figura 3.21 Gráfica de  $H_2$  vs  $p$  (Yepes Piqueras, 2017).

La figura 3.21 muestra diferentes valores para en puntos  $H_2$  y  $\rho$ . Para un comportamiento óptimo, queremos minimizar la amplitud máxima. Como primer paso, requerimos que los valores de  $H_2$  y  $\rho_2$  sean iguales. Esto produce una distribución simétrica como  $\rho^2 = 1/(1 + \bar{m})$ , como se ilustra en la figura 3.22. Luego, al aumentar la relación de amortiguamiento  $\xi_d$ , podemos reducir las amplitudes de los picos hasta que los picos coincidan con los puntos P y Q. Este estado representa el óptimo desempeño del sistema AMS. Un aumento adicional en  $\xi_d$  causa que los picos se fusionen y la amplitud incremente más allá del valor óptimo.

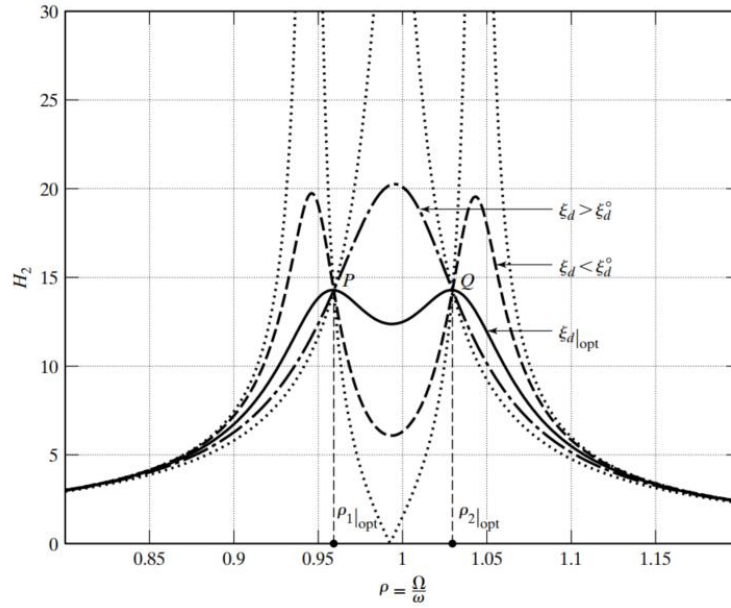


Figura 3.22 Gráfica de  $H_2$  vs  $p$  para óptimo  $f$  (Ayhan, 2009).

### 3.1.3 Estructura amortiguada con AMS amortiguada

Todos los sistemas reales contienen algo de amortiguamiento. Aunque es probable que se agregue un absorbente solo a un sistema ligeramente amortiguado, evaluando el efecto del amortiguamiento en el sistema real el ajuste óptimo del absorbedor es una consideración de diseño importante.

El sistema principal de la figura 3.23 consiste en la masa  $m$ , la rigidez del resorte  $k$  y el amortiguamiento viscoso. El sistema AMS tiene masa  $m_d$ , rigidez  $k_d$  y amortiguamiento viscoso  $c_d$ . Considerando que el sistema está sujeto tanto a fuerza externa excitación del terreno, las ecuaciones de movimiento son:

$$m_d \ddot{u}_d + c_d \dot{u}_d + k_d u_d + m_d \ddot{u} = -m_d a_g \quad (3.71)$$

$$m \ddot{u} + c \dot{u} - k u - c_d \dot{u}_d - k_d u_d = -m a_g + p \quad (3.72)$$

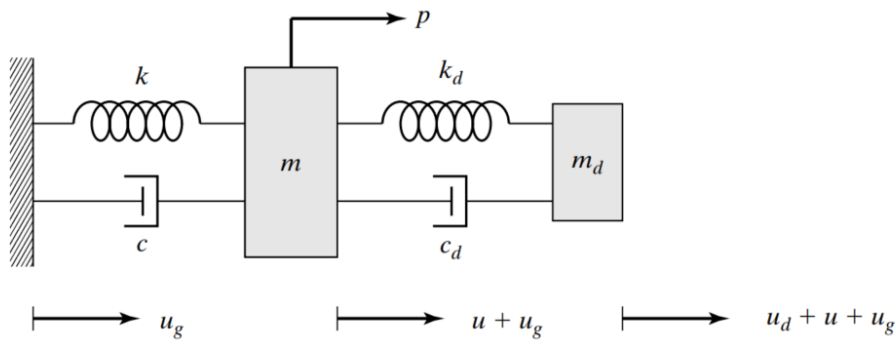


Figura 3.23 Sistema SDOF amortiguado con AMS amortiguado (Ayhan, 2009).

Procediendo de la misma manera que los casos no amortiguados, la solución debido a excitación periódica ( $p$  y  $u_g$ ) expresado en la forma polar como:

$$\bar{u} = \frac{\hat{p}}{k} H_5 e^{i\delta_5} - \frac{\hat{a}_g m}{k} H_6 e^{i\delta_6} \quad (3.73)$$

$$\bar{u}_d = \frac{\hat{p}}{k} H_7 e^{i\delta_6} - \frac{\hat{a}_g m}{k} H_8 e^{i\delta_8} \quad (3.74)$$

Los varios términos de  $H$  y  $\delta$  son definidos como:

$$H_5 = \frac{\sqrt{[f^2 - \rho^2]^2 + [2\xi_d \rho f]^2}}{|D_3|} \quad (3.75)$$

$$H_6 = \frac{\sqrt{[(1 + \bar{m})f^2 - \rho^2]^2 + [2\xi_d \rho f(1 + \bar{m})]^2}}{|D_3|} \quad (3.76)$$

$$H_7 = \frac{\rho^2}{|D_3|} \quad (3.77)$$

$$H_8 = \frac{\sqrt{1 + [2\xi \rho]^2}}{|D_3|} \quad (3.78)$$

$$|D_3| = \left( (-\bar{m}\rho^2 f^2 + [1 - \rho^2][f^2 - \rho^2] - 4\xi \cdot \xi_d f \rho^2)^2 + 4 \left[ 4\xi \rho (f^2 - \rho^2) + \xi_d \rho f (1 - \rho^2(1 + \bar{m}))^2 \right] \right) \quad (3.79)$$

$$\delta_5 = \alpha_1 - \delta_7 \quad (3.80)$$

$$\delta_6 = \alpha_2 - \delta_7 \quad (3.81)$$

$$\delta_8 = \alpha_3 - \delta_7 \quad (3.82)$$

$$\tan \delta_7 = 2 \frac{\xi \rho (f^2 - \rho^2) + \xi_d \rho f [1 - \rho^2(1 + \bar{m})]}{-\bar{m}\rho^2 f^2 + [1 - \rho^2][f^2 - \rho^2] - 4\xi \cdot \xi_d f \rho^2} \quad (3.83)$$

$$\tan \alpha_3 = 2\xi \rho \quad (3.84)$$

En lo que sigue, el caso de una fuerza externa aplicada a la masa primaria es considerado. Como  $|D_3|$  implica  $\xi$ , no podemos establecer expresiones analíticas para la frecuencia de sintonización óptima y relación de amortiguamiento óptimo en términos de la relación de masa. En este caso, estos parámetros también dependen de  $\xi$ . Se pueden aplicar simulaciones numéricas para evaluar  $H_5$  y  $H_7$  para un rango de  $\rho$ , dados los valores para  $\bar{m}$ ,  $\xi$ ,  $f$  y  $\xi_d$ . Comenzando con valores específicos para  $\bar{m}$  y  $\xi$ , el gráfico de  $H_5$  vs  $\rho$  puede ser generado para un rango de  $f$  y  $\xi_d$ . Cada  $H_5 - \rho$  tiene un valor máximo de  $H_5$ . La combinación particular de  $f$  y  $\xi_d$  que corresponde al valor pico más bajo de  $H_5$  se toma como el estado óptimo. Repitiendo este proceso para diferentes valores de  $\bar{m}$  y  $\xi$  producen los datos de comportamiento necesarios para diseñar el sistema de amortiguamiento.

La figura 3.24 muestra la variación del valor máximo de  $H_5$  para un estado óptimo. La respuesta correspondiente del amortiguador se representa en la figura 3.25. Agregando el amortiguamiento a la masa principal tiene un efecto apreciable para los pequeños  $\bar{m}$ . Observando las ecuaciones (3.73) y (3.74), la relación entre el desplazamiento del amortiguador y el desplazamiento de masa primaria viene dada por:

$$\frac{|\hat{u}_d|}{|\hat{u}|} = \frac{H_7}{H_5} = \frac{\rho^2}{\sqrt{[f^2 - \rho^2]^2 + [2\xi_d \rho f]^2}} \quad (3.85)$$

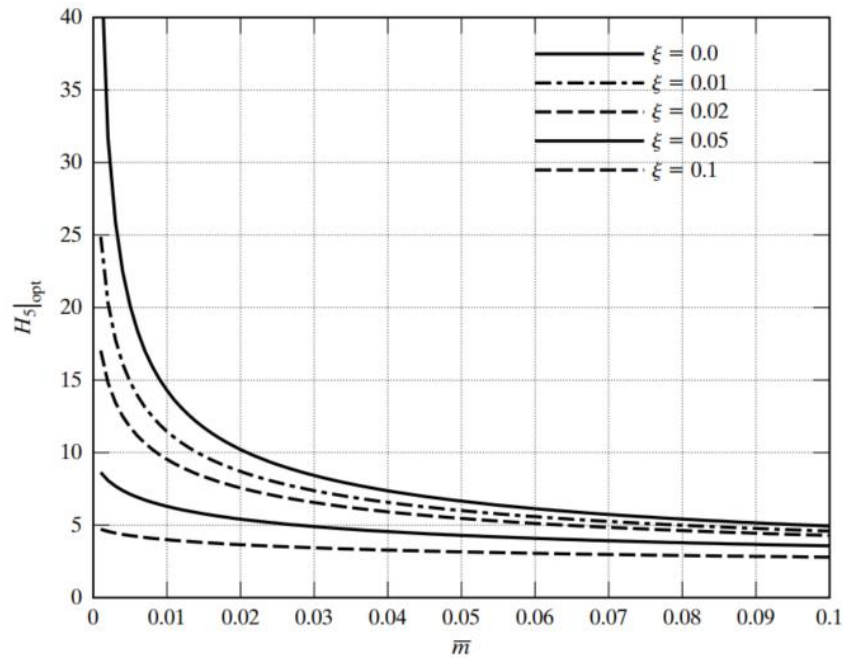


Figura 3.24 Máximo factor de amplificación dinámica para un SDOF amortiguado (Ayhan, 2009).

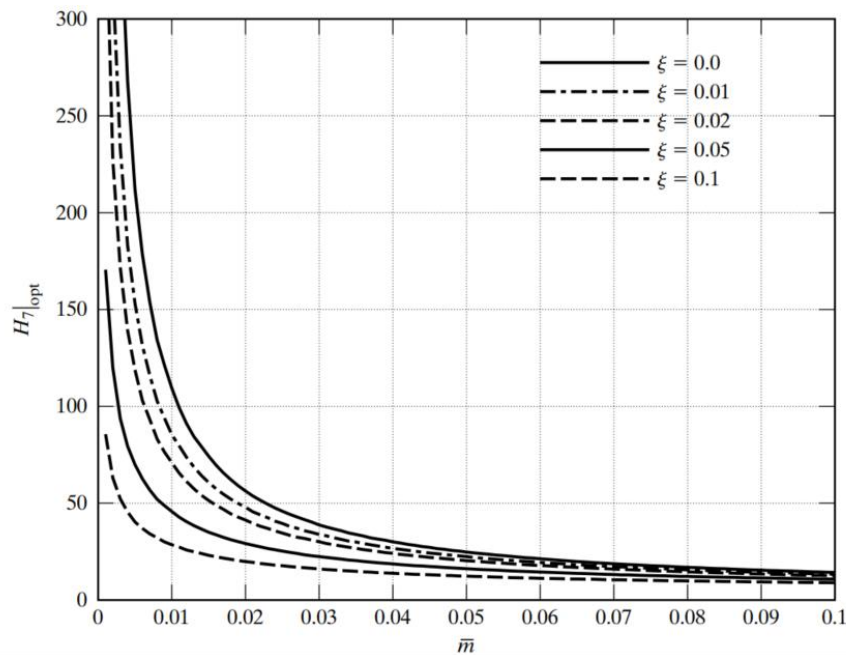


Figura 3.25 Máximo factor de amplificación dinámica para AMS (Ayhan, 2009).

Como  $\xi$  es pequeño, esta relación es esencialmente independiente de  $\xi$ . La figura 3.26 confirma esta afirmación. Los valores óptimos de la frecuencia y las relaciones de amortiguamiento generadas a través de la simulación se representan en las figuras 3.27 y 3.28. Por último,  $H_5$  se puede convertir a una relación de amortiguamiento equivalente para el sistema primario.

$$\xi_e = \frac{1}{2H_5|_{opt}} \quad (3.86)$$

La figura 3.29 muestra la variación de  $\xi_e$  con  $\bar{m}$  y  $\xi$ . Tsai y Lin (1993) sugieren la ecuación para un parámetro óptimo de  $f$  y  $\xi_d$  determinado por ajustes de esquemas de curvas. Las ecuaciones están listadas.

$$f = \left( \frac{\sqrt{1 - 0.5\bar{m}}}{1 + \bar{m}} + \sqrt{1 - 2\xi^2} - 1 \right) - [2.375 - 1.034\sqrt{\bar{m}} - 0.426\bar{m}]\xi\sqrt{\bar{m}} - (3.730 - 16.903\sqrt{\bar{m}} + 20.496\bar{m})\xi^2\sqrt{\bar{m}} \quad (3.87)$$

$$\xi_e = \sqrt{\frac{3\bar{m}}{8(1 + \bar{m})(1 - 0.5\bar{m})}} + (0.151\xi - 0.170\xi^2 + (0.163\xi + 4.980\xi^2)\bar{m}) \quad (3.88)$$

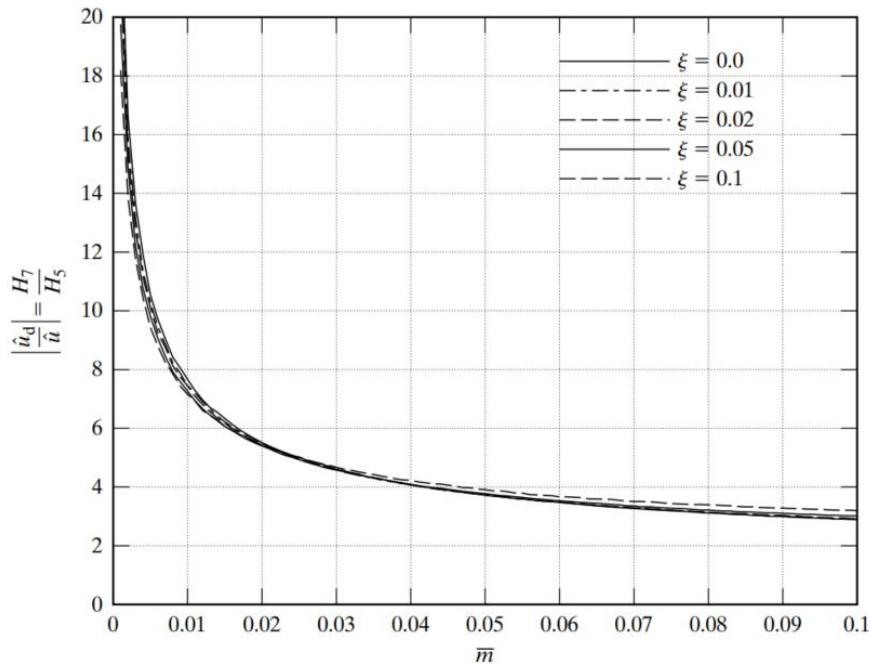


Figura 3.26 Máxima relación de amplitud del AMS a máximo amplitud del Sistema (Ayhan, 2009).



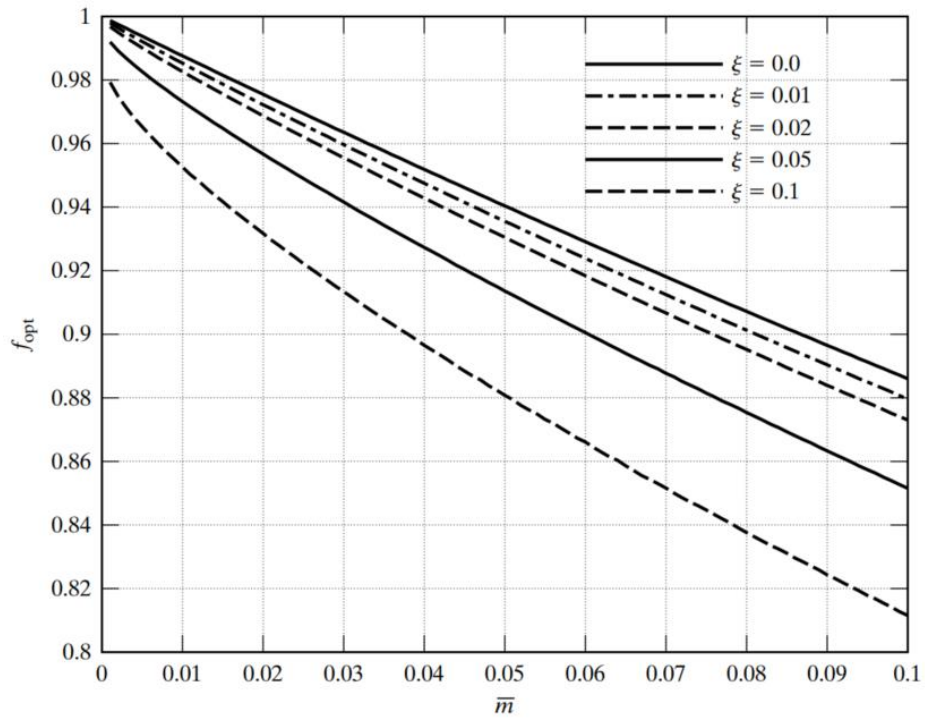


Figura 3.27 Ratio óptimo de sintonización para AMS,  $f_{opt}$  (Ayhan, 2009).

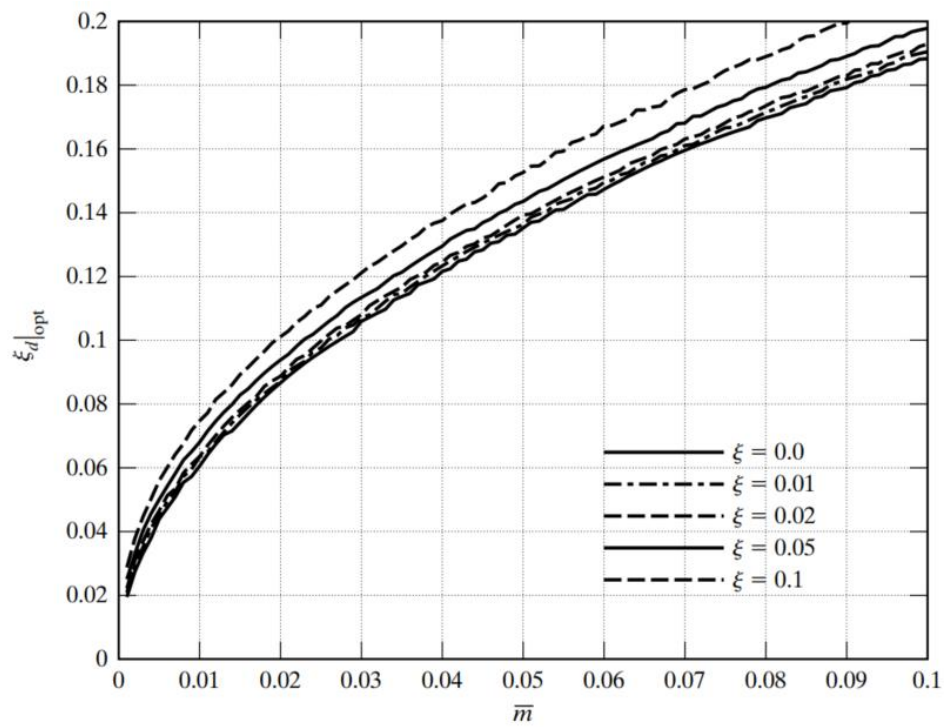


Figura 3.28 Optimo ratio de amortiguamiento del AMS (Ayhan, 2009).

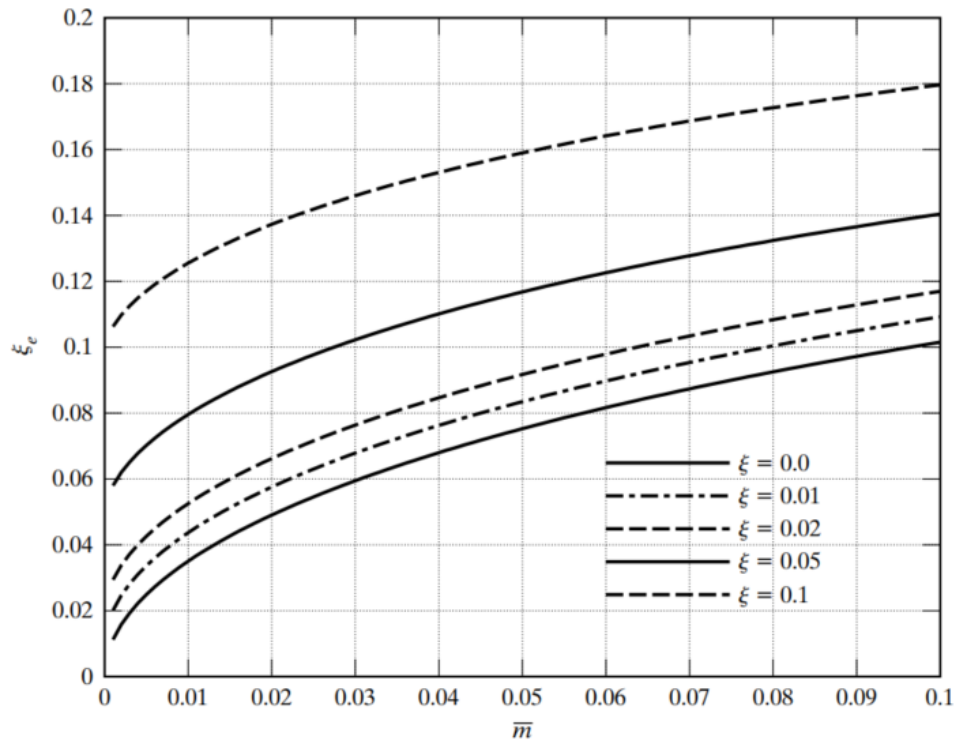


Figura 3.29 Equivalente ratio de amortiguamiento para optimo AMS (Ayhan, 2009).

### 3.2 Amortiguador de masa sintonizada tipo péndulo

Los AMS tipo péndulo reemplazan el sistema de resorte y amortiguador traslacional con un péndulo, que consiste en una masa soportada por un cable que gira alrededor de un punto, como se ilustra en la figura (3.30). Son comúnmente modelado como un péndulo simple. Para pequeñas oscilaciones angulares se comportarán de manera similar a un AMS traslacional y se puede modelar de manera idéntica con una rigidez equivalente y relación de amortiguamiento equivalente. Por lo tanto, la metodología de diseño para el sistema de traducción AMS y los sistemas AMS tipo péndulo son idénticos (Connor, 2003).

Un factor motivador importante para usar un sistema AMSP sobre un sistema AMS traslacional equivalente, es la ausencia de cojinetes para soportar la masa del AMS. Los soportes del rodamiento de la estructura utilizada en el ensamblaje traslacional de AMS es costosa y susceptible a desgaste durante la vida útil del sistema. Como resultado, los diseños AMS tipo péndulo pueden ser menos costosos de fabricar y durar más. Casi el 50% de las estructuras en Japón que usan sistemas AMS utilizan sistemas del tipo péndulo (Kareem et al., 2007). Los ejemplos incluyen Crystal Tower en Osaka, Higashimiyama Sky Tower en Nagoya y Taipei 101 en Taipei (Connor, 2003).

Los estudios sobre el uso de sistemas AMS tipo péndulo generalmente se centran en la optimización del diseño de sus parámetros para reducir desviaciones laterales excesivas en estructuras. (Gerges & Vickery, 2003) utilizó un sistema AMSP de resorte de cable no lineal en

un estudio de caso experimental, concluyendo que su rendimiento se acerca a los diseños óptimos lineales de AMS al tiempo que proporciona un relativo desplazamiento para relaciones de masa más bajas. (Setareh et al., 2006) presentaron algoritmos de optimización para un sistema AMS péndulo inducido por carga peatonal.

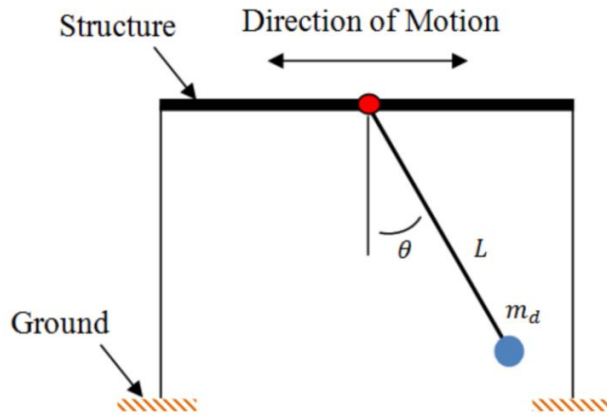


Figura 3.30 Esquema de un AMS tipo péndulo (Lourenco, 2011).

### 3.2.1 Modelo analítico

El modelo analítico que se presentará es una versión idealizada de la implementación real de un sistema AMS tipo péndulo. La motivación es ilustrar el efecto de un AMSP en el movimiento de una estructura cuando está excitada. Además, la implementación del modelo analítico AMSP demostrará el rendimiento cuando: (i) la frecuencia del AMSP se aleja de la frecuencia natural de la estructura, (ii) cuando se ajusta la amortiguación del AMSP y (iii) cuando la masa del AMSP a la estructura de la relación de masa se cambia.

### 3.2.2 Modelo analítico de AMSP con SDOF

El modelo de la estructura es un modelo SDOF con una masa discreta agrupada representada por  $M$ . El movimiento de la masa se define por la coordenada de desplazamiento  $x(t)$ . Se une a la masa un resorte ideal con rigidez constante  $k$ . La energía contenida en el sistema se disipa con un amortiguador viscoso que tiene un coeficiente de amortiguación  $b$ . La estructura es excitada por una fuerza variable en el tiempo  $F(t)$ . Un esquema del modelo de estructura se muestra en la figura 3.31.

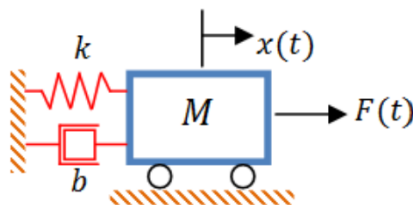


Figura 3.31 Esquema Estructural SDOF (Lourenco, 2011).

Para formular las ecuaciones de movimiento del sistema, se emplea el principio de equilibrio dinámico de D'Alembert. El principio de D'Alembert establece que la suma de las diferencias de

las fuerzas que actúan sobre un sistema y la derivada temporal del momento del sistema en sí es equivalente a cero en todo momento. La derivada temporal del momento del sistema es simplemente una aplicación de la segunda ley de Newton, y para el sistema propuesto es equivalente al producto de la masa y la aceleración. En la figura 3.32 se muestra un diagrama de cuerpo libre del modelo de estructura. La ecuación dinámica de movimiento para el modelo de estructura viene dada por la ecuación 3.89.

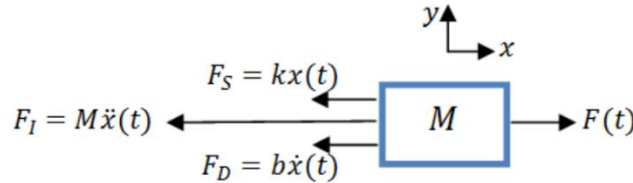


Figura 3.32 Diagrama de cuerpo libre del modelo estructural SDOF (Lourenco, 2011).

$$\ddot{x}(t) + \frac{b}{M}\dot{x}(t) + \frac{k}{M}x(t) = \frac{1}{M}F(t) \quad (3.89)$$

Está claro que el movimiento de la estructura está relacionado con la función de fuerza externa  $F(t)$ . Mientras los diseños de AMS son dependientes del espectro de frecuencia de la carga externa la función de fuerza externa es asumido para ser periódico.

Para evaluar la respuesta de frecuencia del modelo de estructura, la transformada de Laplace se aplica a la ecuación 3.89. La expresión resultante es el modelo de función de transferencia del sistema (Ec. 3.90).

$$G(s) \frac{X(s)}{F(s)} = \frac{\frac{1}{M}}{s^2 + \frac{b}{M}s + \frac{k}{M}} = \frac{\frac{1}{M}}{s^2 + 2\delta\omega s + \omega^2} \quad (3.90)$$

Donde:

$$\delta = \frac{b}{b_{cr}} = \frac{b}{2\sqrt{kM}} \quad \omega = \sqrt{\frac{k}{M}} \quad (3.91)$$

Tenga en cuenta que los coeficientes del sistema  $k$  y  $b$  se reemplazan con  $\delta$ , y  $\omega$ , que representan la relación de amortiguamiento de la estructura y la frecuencia natural.

### 3.2.3 Modelo PTMD

El sistema PTMD puede modelarse como un péndulo simple con una masa puntual “m” soportada por una varilla sin masa de longitud  $L$  (figura 3.33). La barra gira alrededor de un solo punto. La constante de fricción del péndulo está representada por el coeficiente “c”. El amortiguador que conecta la masa del péndulo y la estructura está representado por un amortiguador viscoso con coeficiente de amortiguamiento  $d$ . El amortiguador está restringido para moverse horizontalmente. El principio de D'Alembert se utiliza para evaluar las ecuaciones de movimiento

para el modelo AMSP. En la figura 3.34 se muestra un diagrama de cuerpo libre de la masa del péndulo. Observe que hay una fuerza de reacción  $T$  que representa la tensión en la varilla sin masa. Además, hay un par de fricción pendular igual al producto transversal del vector de fuerza de fricción y el vector de brazo de momento. Por lo tanto, la dirección de la fuerza de fricción sobre la masa del péndulo es perpendicular al brazo del momento en la dirección opuesta al movimiento de la masa del péndulo. La ecuación de movimiento para el modelo AMSP viene dada por la ecuación 3.34.

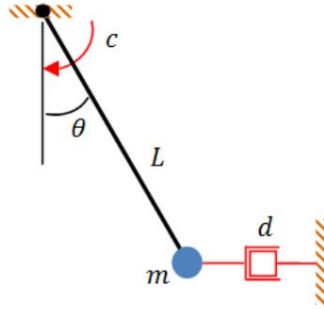


Figura 3.33 Esquema Péndulo AMS (Lourenco, 2011).

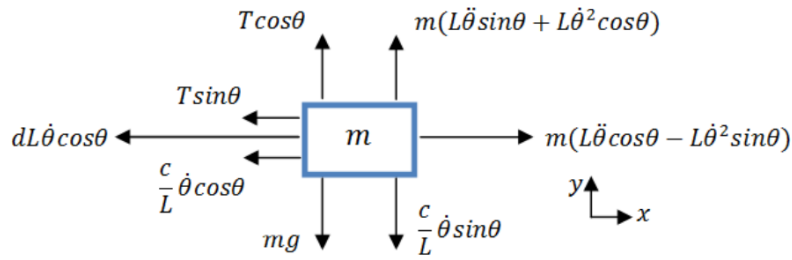


Figura 3.34 Diagrama de cuerpo libre de un sistema AMS tipo péndulo.

$$\ddot{\theta}(t) = -\frac{1}{mL} \left( \frac{c}{L} + dL \cos^2 \theta(t) \right) \dot{\theta}(t) - \frac{g}{L} \sin \theta(t) \quad (3.92)$$

La ecuación de movimiento del modelo AMSP es una expresión no lineal. En condiciones de carga típicas, la rotación angular de la masa del péndulo perturbará ligeramente el punto de equilibrio estable. Como tal, la ecuación de movimiento no lineal puede linealizarse observando que los términos no lineales  $\cos$  y  $\sin$  pueden aproximarse a 1 y, aproximadamente, al punto de equilibrio. La ecuación de movimiento linealizada para el modelo AMSP viene dada por la ecuación 3.93.

$$\ddot{\theta}(t) = -\frac{1}{mL} \left( \frac{c}{L} + dL \right) \dot{\theta}(t) - \frac{g}{L} \sin \theta(t) \quad (3.93)$$

La salida del modelo es la respuesta libre. Para evaluar la respuesta libre del modelo AMSP, la transformación de Laplace se aplica a la ecuación 3.93. La expresión resultante se muestra en la ecuación 3.94. Tenga en cuenta que los términos  $\theta(t)$  y  $\dot{\theta}(t)$  son el desplazamiento angular inicial y la velocidad angular de la masa del péndulo. La respuesta libre en el dominio del tiempo

se obtiene evaluando la transformada inversa de Laplace de la ecuación. 3.94, y está representado en la ecuación 3.95.

$$\theta(0) = \frac{\left(s + \frac{1}{mL} \left(\frac{c}{L} + dL\right)\right) \theta(0)}{s^2 + \frac{1}{mL} \left(\frac{c}{L} + dL\right) s + \frac{g}{L}} = \frac{(s + 2\xi_d \omega_d) \theta(0) + \dot{\theta}(0)}{s^2 + 2\xi_d \omega_d s + \omega_d^2} \quad (3.94)$$

Donde:

$$\xi_d = \frac{\left(\frac{c}{L} + dL\right)}{2m\sqrt{gL}} \quad \omega_d = \sqrt{\frac{g}{L}}$$

$$\theta(t) = \theta(0)e^{-\xi_d \omega_d t} \left( \cos \omega_{dn} t + \frac{\xi_d}{\sqrt{1 - \xi_d^2}} \sin \omega_{dn} t \right) + \frac{\dot{\theta}(0)}{\omega_d} e^{-\xi_d \omega_d t} \sin \omega_{dn} t \quad (3.95)$$

Donde:

$$\omega_{dn} = \omega_d \sqrt{1 - \xi_d^2} = \frac{1}{2mL} \sqrt{4m^2 gL - \left(\frac{c}{L} + dL\right)^2} \quad (3.96)$$

Tenga en cuenta que los coeficientes del sistema se reemplazan con  $\xi_d$ ,  $\omega_d$  y  $\omega_{dn}$ , que representan la relación de amortiguación del péndulo, la frecuencia natural y la frecuencia natural amortiguada.

### 3.2.4 Estructura combinada y modelo AMSP

La estructura combinada y el modelo AMSP consisten en el modelo del péndulo de masa sintonizada montado en la estructura. En la Figura 3.35 se muestra un esquema del modelo AMSP y la estructura conectada. El modelo resultante contiene la dinámica de la estructura individual y los modelos AMSP y la dinámica de acoplamiento entre los dos modelos. El método de Euler-Lagrange (Tedesco et al., 1999) se utiliza para evaluar las ecuaciones de movimiento para la estructura SDOF combinada y el sistema AMSP. El sistema está escrito en términos de dos coordenadas generalizadas: la posición horizontal de la masa y la rotación de la masa del péndulo. Las coordenadas generalizadas se resumen en la ecuación 3.97.

$$z_1 = x(t) \quad z_2 = \theta(t) \quad (3.97)$$

Al Lagrangiano es la suma de la energía cinética menos la suma de la energía potencial para la masa de la estructura y la masa del péndulo. La energía cinética para la masa de la estructura y la masa del péndulo se muestra en la ecuación 3.98. Las fuentes de energía potencial provienen de las fuerzas conservadoras del sistema: la rigidez de la estructura y el potencial gravitacional de la masa del péndulo. La energía potencial del sistema se muestra en la ecuación 3.99. El Lagrangiano para este sistema se muestra en la ecuación 3.100.

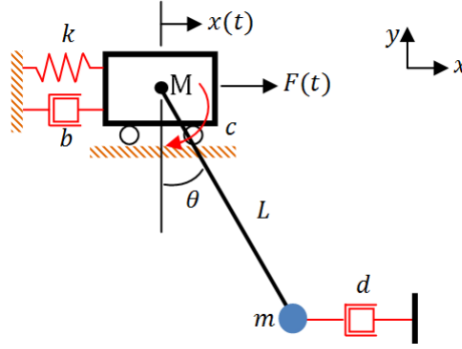


Figura 3.35 Esquema de estructura y AMS (Lourenco, 2011).

$$T = \frac{1}{2}M\dot{z}_1^2 + \frac{1}{2}m((\dot{z}_1 + L\dot{z}_2\cos z_2) + (\dot{z}_2 + L\dot{z}_2\sin z_2)^2) \quad (3.98)$$

$$V = \frac{1}{2}kz_1^2 + mgL(1 - \cos z_2) \quad (3.99)$$

$$L = T - V = \frac{1}{2}M\dot{z}_1^2 + \frac{1}{2}m(\dot{z}_1^2 + 2\dot{z}_1L\dot{z}_2\cos z_2 + L^2\dot{z}_2^2) - \frac{1}{2}kz_1^2 + mgL(1 - \cos z_2) \quad (3.100)$$

Hay cuatro fuerzas no conservativas que deben considerarse: los tres amortiguadores viscosos y la carga externa. El trabajo realizado por las fuerzas no conservadoras en la estructura está dado por la ecuación 3.101. El trabajo realizado por las fuerzas no conservativas sobre la masa del péndulo (ec. 3.102), es la suma del trabajo realizado por la fuerza de amortiguamiento viscoso en el pivote del péndulo y el pivote del péndulo y la fuerza de amortiguamiento viscoso del amortiguador.

$$Q_1 = F(t) - b\dot{z}_1 \quad (3.101)$$

$$Q_2 = -c\dot{z}_2 - dL^2\dot{z}_2\cos^2 z_2 \quad (3.102)$$

La ecuación generalizada de Euler-Lagrange se representa en la ecuación. 3.103 (Tedesco et al., 1999). La aplicación de la ecuación de Euler-Lagrange para este sistema da como resultado dos ecuaciones no lineales de movimiento (Ec. 3.104 y 3.105). La representación del espacio de estado del sistema se muestra en la ecuación 3.106.

$$\frac{d}{dt}\left(\frac{\partial L}{\partial \dot{z}_i}\right) - \frac{\partial L}{\partial z_i} = Q_i \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3.103)$$

$$(M + m)\ddot{z}_1 + mL\ddot{z}_2\cos z_2 = F(t) - kz_1 + mL\dot{z}_2^2\sin z_2 \quad (3.104)$$

$$\ddot{z}_1\cos z_2 + L\ddot{z}_2 = -g\sin z_2 - \frac{1}{m}\left(\frac{c}{L} + dL\cos^2 z_2\right)\dot{z}_2 \quad (3.105)$$

$$x = \begin{bmatrix} \frac{u + mg \cos x_3 \sin x_3 + \cos x_3 \left( \frac{c}{L} + dL \cos^2 x_3 \right) x_4 - kx_1 - bx_2 + mLx_4^2 \sin x_3}{M + m(1 - \cos^2 x_3)} \\ -\frac{(M+m)}{m} \left( \frac{c}{L} + dL \cos^2 x_3 \right) x_4 - (M+m)g \sin x_3 - \cos x_3 (mLx_4^2 \sin x_3 + u - kx_1 + bx_2) \\ L(M + m(1 - \cos^2 x_3)) \end{bmatrix} \quad (3.106)$$

Donde:

$$x = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} z_1 \\ z_2 \\ z_2 \\ z_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x \\ \dot{x} \\ \theta \\ \dot{\theta} \end{bmatrix} \quad u = F(t) \quad y \quad \dot{x} = f(x, u) = \begin{bmatrix} f_1(x, u) \\ f_2(x, u) \\ f_3(x, u) \\ f_4(x, u) \end{bmatrix}$$

Las ecuaciones de movimiento para la estructura y el sistema AMSP son no lineales. Para observar la respuesta de frecuencia del sistema, las ecuaciones de movimiento deben linealizarse alrededor de un punto operativo. El punto de operación será el punto de equilibrio del sistema, como se define en la ecuación 3.107. Específicamente, la estructura será estacionaria si la posición de la masa del péndulo es 0 radianes y  $\pi$  radianes mientras la estructura está en reposo. Las variables de estado perturbadas se muestran en la ecuación 3.108 La formulación del sistema linealizado se muestra en la ecuación 3.109. Tenga en cuenta que el sistema linealizado solo proporcionará una medida precisa de la respuesta de frecuencia para pequeñas perturbaciones de las variables de estado alrededor del punto de operación. Para las vibraciones estructurales, esta es una suposición válida.

$$x = \begin{bmatrix} x_1(0) \\ x_2(0) \\ x_3(0) \\ x_4(0) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \pi \\ 0 \end{bmatrix} \quad u(0) = 0 \quad (3.107)$$

$$\Delta x = \begin{bmatrix} \Delta x_1 \\ \Delta x_2 \\ \Delta x_3 \\ \Delta x_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_1 - x_{1_0} \\ x_2 - x_{2_0} \\ x_3 - x_{3_0} \\ x_4 - x_{4_0} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \end{bmatrix} \quad \Delta u = u - u_0 = u \quad (3.108)$$

$$\begin{bmatrix} \Delta \dot{x}_1 \\ \Delta \dot{x}_2 \\ \Delta \dot{x}_3 \\ \Delta \dot{x}_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\frac{k}{M} & -\frac{b}{M} & \frac{mg}{M} & \frac{\frac{c}{L} + dL}{M} \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ \frac{k}{ML} & \frac{b}{ML} & -\frac{(M+m)g}{ML} & -\frac{(M+m)}{m} \left( \frac{c}{L} + dL \right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta x_1 \\ \Delta x_2 \\ \Delta x_3 \\ \Delta x_4 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ \frac{1}{M} \\ -\frac{1}{ML} \end{bmatrix} \Delta u \quad (3.109)$$



### 3.3 Efectos de segundo orden

Un análisis computacional de primer orden de una estructura para cargas de gravedad aplicada simultáneamente la carga horizontal da como resultado una desviación y fuerzas que son una superposición directa de los resultados para los dos tipos de carga considerados por separado. El análisis no tiene en cuenta ninguna interacción entre los efectos de la carga por gravedad y la carga horizontal.

En realidad, cuando la carga horizontal actúa sobre el edificio y hace que se desplace, la excentricidad resultante de la carga por gravedad desde los ejes de la pared y las columnas produce momentos externos adicionales. Este efecto de la carga de gravedad  $P$  que actúa sobre el desplazamiento horizontal  $A$  se conoce como los efectos P-delta.

Las deflexiones adicionales y los momentos de segundo orden P-delta, son pequeños para estructuras de gran altura con una magnitud usualmente menor al 5% de los valores del primer orden si la estructura es excepcionalmente flexible (Stafford S., Bryan Coull, 1991). Sin embargo, las fuerzas adicionales pueden ser suficiente para requerir consideraciones del diseño de los miembros, o los desplazamientos adicionales pueden causar deflexiones totales inaceptables haciendo que la estructura sea rígida. En un caso extremo de flexibilidad lateral combinado con carga de gravedad pesada, las fuerzas adicionales del efecto P-delta pueden causar que la resistencia de algunos miembros sea excedida ocasionando el colapso. Así mismo, los adicionales momentos del efecto P-delta pueden exceder los momentos internos que la estructura es capaz de movilizarse por derivas, llevando a que la estructura colapse por inestabilidad.

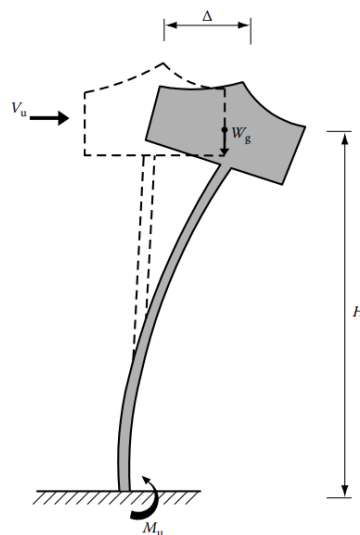


Figura 3.36 Efecto P-delta; modelo simple voladizo.  $M_u = V_u H + W_g \Delta$  (Taranath, 2010).

### 3.3.1 Análisis del factor de amplificación P-Delta

Se ha demostrado para un voladizo vertical desplazado lateralmente por una carga horizontal uniformemente distribuida que, la adición de una carga vertical concentrada  $P$  en el extremo libre del voladizo aumenta los desplazamientos horizontales por un factor de amplificación  $F$ , donde

$$F = \frac{1}{1 - (P/P_{cr})} \quad (3.110)$$

$P_{cr}$  es la carga vertical concentrada en la parte superior, que causa el pandeo del voladizo.

Los desplazamientos finales  $\Delta^*$  se dan, por lo tanto, en términos de los desplazamientos iniciales  $\Delta$

$$\Delta^* = F\Delta = \frac{1}{1 - (P/P_{cr})} \cdot \Delta \quad (3.111)$$

Como el factor de amplificación es una constante sobre la altura de la estructura sometida a la carga  $P$ , el aumento de la desviación es proporcional al desplazamiento inicial en todos los niveles.

Extendiendo el método del factor de amplificación a la estructura del edificio alto en el que la carga de gravedad se distribuye a lo largo de la altura,  $P$  se reemplaza por  $P_0$ , la carga de gravedad total, y  $P_{cr}$ , se convierte en  $P_{0cr}$ , la carga de pandeo global, de modo que la ecuación para la deriva total la deriva es:

$$\Delta^* = F\Delta = \frac{1}{1 - (P_0/P_{0cr})} \Delta \quad (3.112)$$

El efecto P-delta provoca un aumento no solo en la deriva sino también en los momentos internos. Por lo tanto, un conjunto inicial de momentos  $M$  en una estructura, calculado mediante un análisis de primer orden, se incrementaría por efectos de segundo orden a un conjunto de momentos finales  $M^*$ , donde:

$$M^* = \frac{1}{1 - (P_0/P_{0cr})} M \quad (3.113)$$

Un análisis de la deriva total y los momentos en la estructura en el estado límite considerado requeriría:

1. Un análisis de primer orden de la estructura solo para la carga horizontal factorizada
2. La evaluación del factor de amplificación, usando la carga gravitacional factorizada y la carga crítica de pandeo obtenida de un método aproximado.
3. Incremento de la deriva y los momentos en la estructura, como resultado del análisis de primer orden de carga horizontal, por el factor de amplificación derivado; y

4. Agregar los resultados de (3), para la carga horizontal, a las fuerzas en la estructura determinadas para la carga por gravedad.

El procedimiento anterior se debe utilizar para evaluar los efectos de P-Delta sobre los dos ejes principales de flexión de la estructura, según se considere necesario para cada una de las direcciones. Para evaluar los efectos torsionales de P-Delta en la estructura, se puede usar el mismo procedimiento con un factor de amplificación torsional aplicado a las fuerzas y desplazamientos causados por el torque. El valor de  $P_{0cr}$  que se utilizará para la torsión debe determinarse a partir de la ecuación (16.17c).

### 3.3.2 Análisis iterativo de P-Delta

En casos de cargas pesadas por gravedad o de una estructura flexible, la precisión del método del factor de amplificación se deteriora y se hace necesario utilizar un método de análisis de segundo orden más preciso. En el método iterativo de segundo orden, se realiza un análisis inicial de primer orden de la estructura con la carga horizontal externa. Las desviaciones horizontales resultantes se utilizan en conjunción con las cargas de gravedad para calcular en cada nivel de piso y el incremento equivalente de carga horizontal. El incremento se agrega a la carga horizontal inicial y el análisis se repite. Las desviaciones crecientes resultantes se usan luego en combinación con las cargas de gravedad para calcular otro conjunto de incrementos horizontales equivalentes, que nuevamente se agregan a la carga horizontal inicial y se repite el análisis. Las deflexiones aumentadas resultantes se usan en conjunciones con las cargas de gravedad para calcular otro conjunto de carga horizontal equivalente y se repite el análisis. El aumento de las deflexiones resultantes se usa junto con las cargas de gravedad para calcular otro conjunto de incrementos horizontales equivalentes, que nuevamente se agregan a la carga horizontal inicial para un nuevo análisis. Las iteraciones continúan hasta que los incrementos en las desviaciones se vuelven insignificantes.

Para determinar el incremento de la carga horizontal con un efecto equivalente a la carga de gravedad excéntrica, considere primero una columna de una sola planta que represente colectivamente los componentes estructurales verticales del nivel  $i$  de una estructura multinivel. La carga horizontal en la estructura, con fuerza de corte  $Q_i$  en el nivel  $i$ , ha causado una deriva de piso  $\delta_i$ . Suponiendo que la columna esté recta sobre la altura del piso, por lo tanto, despreciando cualquier efecto debido a su flexión, la carga de gravedad total  $P$ , llevada por las columnas y paredes en el piso  $i$  con una excentricidad  $\delta_i$ , causa un momento adicional en la parte inferior de la columna igual a  $P\delta_i$ .

El equilibrio de la columna podría producirse alternativamente reemplazando la carga vertical  $P$ , por un incremento adicional de corte que tenga el mismo momento en la base de la columna, es decir.

$$\delta Q_i h_i = P_i \delta_i \quad (3.114)$$

Donde el incremento equivalente de corte viene dado por

$$\delta Q_i = \frac{P_i \delta_i}{h_i} \quad (3.115)$$

Considere ahora el efecto resultante de los incrementos de corte en pisos sucesivos. El incremento de corte en la parte superior de la historia  $i$ , y la cortante opuesta en la parte inferior de la historia viene dada por

$$\delta Q_i = \frac{P_i}{h_i} (\Delta_i - \Delta_{i-1}) \quad (3.116)$$

El incremento adicional resultante de la carga horizontal que se aplicará a nivel del piso  $i$  es entonces

$$\delta H_i = \delta Q_i - \delta Q_{i+1} \quad (3.117)$$

Este incremento se agrega a la carga horizontal original en el nivel  $i$  para el próximo reanálisis, como se describió anteriormente.

Se puede demostrar que el conjunto de incrementos horizontales causa, en cualquier nivel de la estructura, el mismo momento adicional que el conjunto de cargas de gravedad que actúan en sus respectivas excentricidades desde la línea vertical original de la estructura. El método iterativo es aplicable a todos los tipos de marcos, muros y otras formas de estructura de edificios.

Es necesario reconocer al evaluar las fuerzas de diseño sísmico que la importancia de los efectos  $P-\Delta$  generalmente serán más significativos para estructuras en regiones de sismicidad de baja a moderada que para estructuras en regiones de alta sismicidad, donde las fuerzas laterales de diseño serán proporcionalmente mayores. Por lo tanto, en la mayoría de las situaciones, particularmente en regiones donde grandes fuerzas de diseño sísmico es necesario tener en cuenta que los fenómenos  $P-\Delta$  no controlarán el diseño de los marcos. (Taranath, 2010).

## 4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ESTUDIO

A fin de un estudio académico se plantea una estructura regular, en base al modelo de la torre Taipei 101. Se escoge este modelo ya que tiene una planta regular si se retira las esquinas, además es una estructura que hace uso del dispositivo de amortiguador de masa sintonizada.

La estructura estará conformada de un núcleo central de hormigón armado, con mega columnas conectados con vigas de gran canto al núcleo central, además deberá cumplir con los criterios de estructuración.

### 4.1 Estructuración

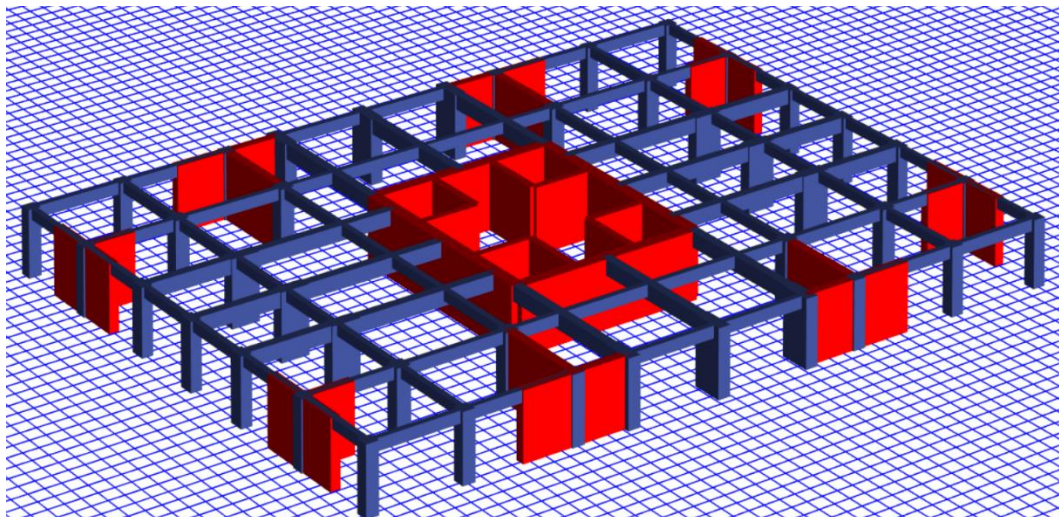
#### 4.1.1 Modelo estructural

El modelo matemático debe presentar adecuada distribución espacial, de masa y rigidez. La estructura es planteada en base a la revisión de modelos de rascacielos existentes, sin embargo, al ser una tesis de evaluación académica, se considera alguna idealización de lo ya existente.

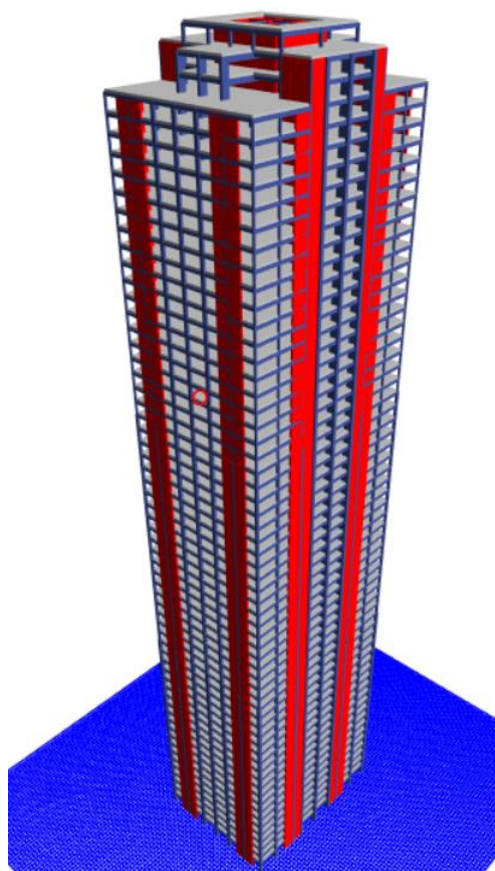
De acuerdo a la revisión bibliográfica en relación a los sistemas estructurales de estructuras de gran altura, se considera los siguientes criterios de estructuración:

- El sistema estructural planteado es un sistema de núcleo de hormigón armado con muros de corte y marcos de HA, donde el núcleo y los muros tienen la función de absorber las cargas laterales y aportan gran rigidez lateral.
- En planta se tiene un modelo rectangular regular, de 34x45 m, en donde la distribución de los muros y columnas se realiza de manera simétrica ubicando el núcleo en el centro de la planta de la estructura.
- La luz más larga en la dirección longitudinal es de 7.00m, y en dirección transversal en de 6.00m.
- Se plantea 12 columnas de gran dimensión entorno al núcleo como se observa en la figura (4.1), los cuales se conectan directamente con el núcleo a través de vigas de gran canto, de 10.50m y 10 m de longitud.
- Se incorporan muros de corte, con la configuración mostrada en la figura 4.1, el cual, a través de una serie de pruebas del modelo, a rigidez lateral y control de derivas, se determina dicho planteamiento.
- En altura se tiene 62 niveles, el primer nivel de 4m y del 2 al 62 de 3.2m, se plantea una estructura regular en altura, sin embargo, en los niveles 59 al 62 se espera una configuración del sistema de amortiguamiento de masa sintonizada tipo péndulo, asociándolo a un sistema de marcos de hormigón armado y acero estructural como se muestra en la figura 4.2.

- Se realiza cambios en relación a las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales verticales (muros columnas), dichos cambios se realizan a cada 20 niveles, es decir del 1-20, 21-40 y 41 a 62, reduciendo relativamente las secciones de los elementos.
- El sistema de losas, es representado por un diafragma rígido, el cual es representado por una losa bidireccional de 0.30m de espesor en el modelo.

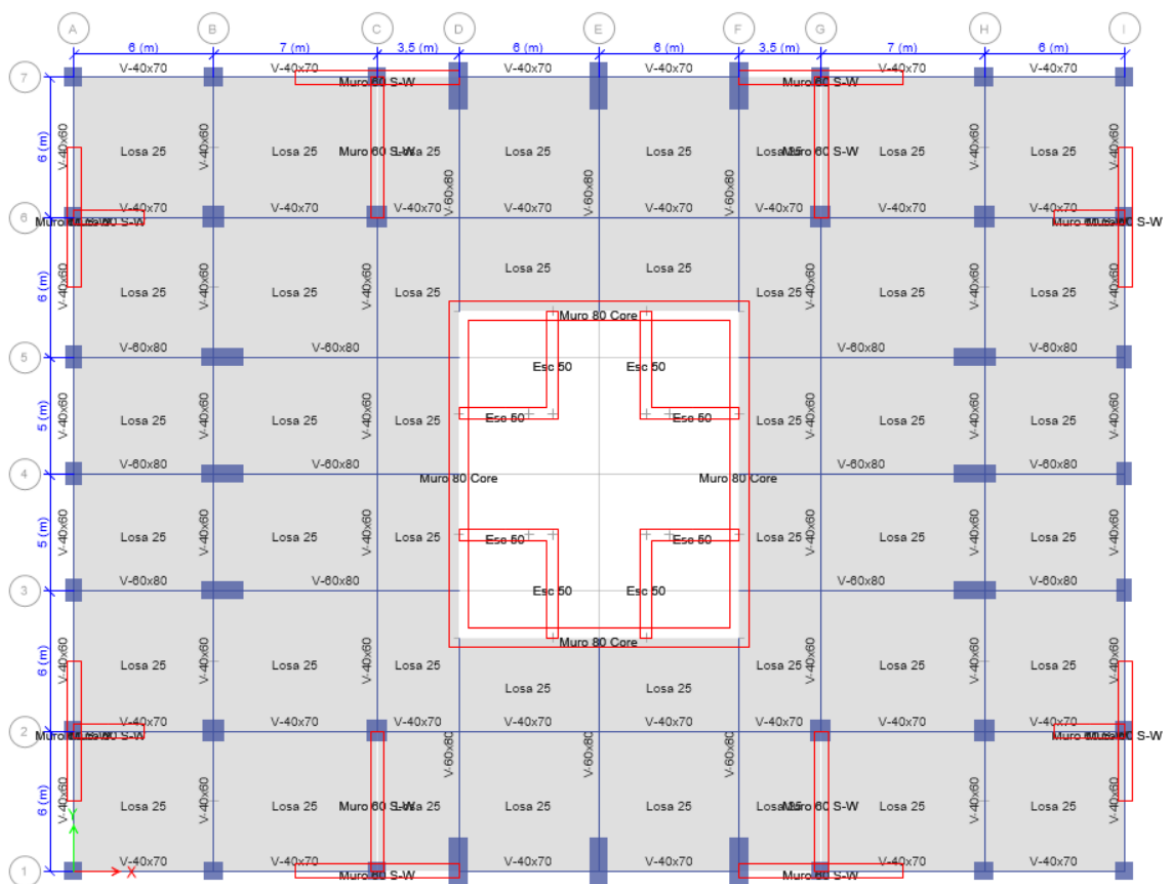


*Figura 4.1 Modelo de un nivel típico de la estructura.*



*Figura 4.2 Modelo de la estructura*





*Figura 4.3 planta del modelo de la estructura.*

El modelo estructural se desarrolla en el software Etabs v18, para el cual considera los siguientes criterios de estructuración en planta:

#### 4.1.2 Materiales.

Los materiales empleados en el modelo estructural, que se plantean en la edificación tienen las siguientes características:

- Hormigón armado  $f_c$  280 kg/cm<sup>2</sup>, losas aligeradas.
- Hormigón armado  $f_c$  420 kg/cm<sup>2</sup>, muros y columnas.
- Hormigón armado  $f_c$  420 kg/cm<sup>2</sup>, muros del núcleo de HA.
- Barras de acero  $f_y$ : 4200 kg/cm<sup>2</sup> Gr60.
- Acero estructural S355 JR, HEA 700, perfiles de acero de alta resistencia correspondiente a los dinteles que soportan el péndulo de masa sintonizada.

Los materiales mencionados, se asignan a cada una de las secciones creadas en el programa Etabs, considerando sus características.

## 4.2 Cargas en la estructura

### 4.2.1 Cargas permanentes

Las acciones permanentes considerados en la estructura corresponden al peso de los elementos estructurales del modelo (peso propio) así como los las cargas de los elementos no estructurales (carga muerta), los pesos específicos tomados en cuenta corresponden a los pesos de la norma local (Perú), en el programa se asigna como carga permanente, el cual tendrá influencia en la masa sísmica de la estructura.

### 4.2.2 Sobre cargas de uso

Las sobrecargas de uso de la estructura se toman de la tabla de cargas de la Norma Técnica Peruana NTP E-020 (cargas) tabla 4.1, el cual para el tipo de uso de edificación (Oficina), corresponde a 500 kgf/m<sup>2</sup>.

*Tabla 4.1 Cargas vivas mínimas repartidas.*

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (Kgf/m <sup>2</sup> )
<b>Almacenaje</b>	5,0 (500)
<b>Baños</b>	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
<b>Bibliotecas</b>	
Salas de Lectura	3,0 (300)
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<b>Hospitales</b>	
Salas de operación, laboratorios, y área de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<b>Oficinas</b>	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250)
Corredores y escaleras	4,0 (400)

(RNE E-020, 2006)

### 4.2.3 Cargas laterales

Las cargas laterales de sismo y viento tienen gran relevancia en el comportamiento dinámico de la estructura alta, siendo los principales parámetros que determinaran el diseño. En los capítulos 4 y 5 se realizan el análisis de dichas cargas dinámicas.



### 4.3 Modos de vibración.

La estructura tiene los 3 primeros modos predominantes, figura 4.3, así como su porcentaje de masa participativa.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	4,662	0,6684	0	0	0,6684	0
Modal	2	4,545	0	0,6588	0	0,6684	0,6588
Modal	3	2,293	0	3,063E-06	0	0,6684	0,6588
Modal	4	1,267	0,1571	0	0	0,8254	0,6588
Modal	5	1,171	0	0,1663	0	0,8254	0,825
Modal	6	0,774	0	8,432E-07	0	0,8254	0,825
Modal	7	0,578	0,0624	0	0	0,8878	0,825
Modal	8	0,521	0	0,0629	0	0,8878	0,888
Modal	9	0,451	0	1,285E-05	0	0,8878	0,888
Modal	10	0,34	0,0332	0	0	0,921	0,888
Modal	11	0,307	0	0,0297	0	0,921	0,9177
Modal	12	0,305	0	0,0036	0	0,921	0,9213
Modal	13	0,229	0,0204	0	0	0,9414	0,9213
Modal	14	0,226	0	2,108E-05	0	0,9414	0,9213
Modal	15	0,209	0	0,0201	0	0,9414	0,9415

Figura 4.4 Modos de vibración y porcentaje de masa participativa

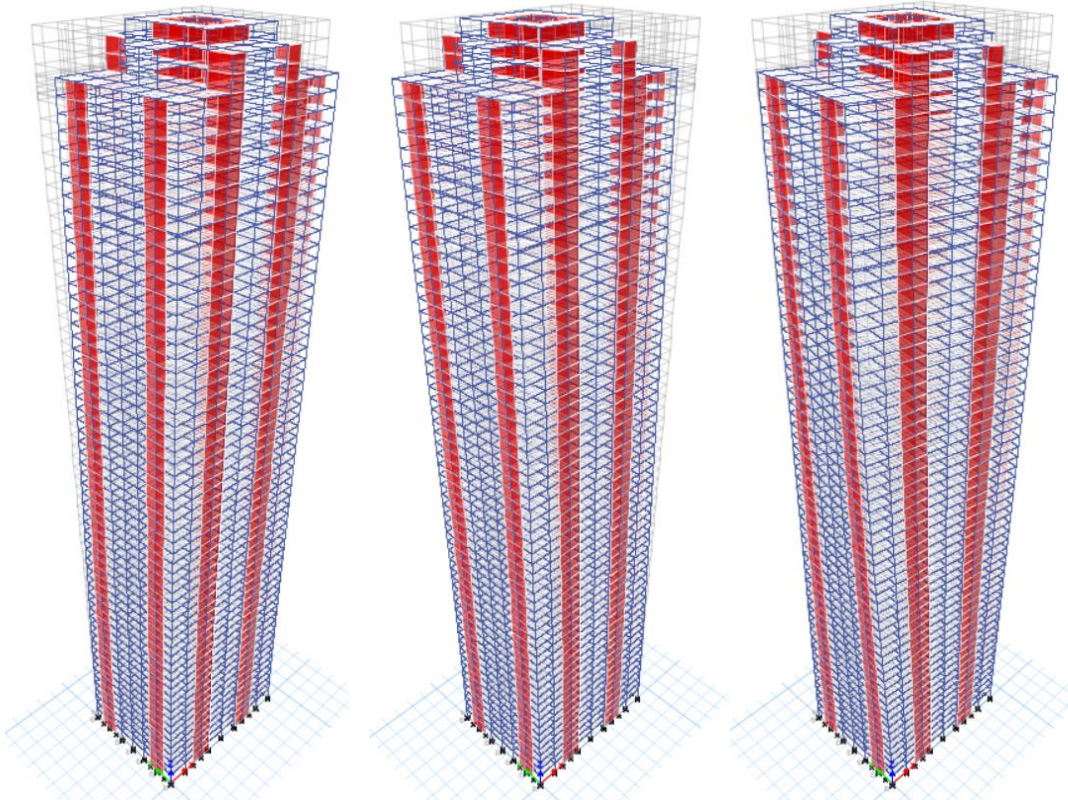


Figura 4.5 Modo principales de vibración, Izquierda 1er modo T: 4.66s; medio, 2do modo, T: 4.54s; derecha, 3er modo T: 2.36s (Etabs, 2018).

## 5. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA

El análisis de la respuesta sísmica, es el arte de simular el comportamiento de una estructura sometida a movimiento sísmico en la base, basado en la dinámica y el modelo matemático.

Existen varios métodos de análisis de respuesta sísmica, que han sido desarrollados y mejorados en los últimos años, en el presente trabajo se desarrolla los métodos de análisis de respuesta modal espectral, y análisis tiempo historia.

### 5.1.1 Comportamiento sísmico dinámico de estructuras altas.

Las acciones de viento normalmente gobiernan en estructuras altas, incluso en zonas sísmicas. En zonas con moderados sismos, una estructura es diseñado a comportarse propiamente a efectos de viento y requiere pequeñas pero vitales ajustes a tener una adecuada respuesta a la acción sísmica.

Incluso en zonas altamente sísmicas, es muy probable que la demanda de viento exceda los niveles de sismos de diseño, o para algunos elementos incluso el sismo máximo considerado. Además, los momentos de giro del viento pueden exceder los momentos de vuelco sísmico cuando se definen los límites inferiores de resistencia del sistema estructural. Por lo tanto, el desempeño del viento debe evaluarse paralelo con el análisis sísmico.

Una de las características específicas del comportamiento sísmico en las estructuras altas, es la alta influencia de los modos dinámicos de vibración. En la práctica de ingeniería tradicional, en las estructuras de mediana y baja altura, es estrictamente enfocado en el 1er modo de vibración (traslacional), sin embargo, para estructuras altas, el 2do modo incluso el 3er modo de vibración pueden ser iguales.

Diferentes tipos de análisis pueden utilizarse para los niveles de diseño y requerimientos deseados, así mismo es muy importante realizar la modelación tridimensional, a fin de tener las consideraciones traslacionales y rotacionales de la estructura. El análisis sísmico se realizará de la estructura.

## 5.2 Análisis sísmico modal espectral

De acuerdo a la normativa Peruana NTP E-030 (análisis sísmico), el análisis dinámico modal espectral se realiza de acuerdo a las características y los parámetros de la estructura según dicha norma, parámetros como; factor de zona, factor de suelo, categoría de la edificación, sistema estructural, periodo fundamental. Los cuáles serán necesarios para realizar el análisis sísmico.

### 5.2.1 Zonificación sísmica

Según la normativa peruana E-030, la zonificación correspondiente según la siguiente figura.



Figura 5.1 Mapa de zonificación sísmica

Fuente: E030 Reglamento nacional de edificaciones – Perú

En la zona 4, obteniéndose un parámetro Z según la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Factores de zona

Factores de Zona "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,1

Fuente: E-030 Reglamento nacional de edificaciones – Perú

En el presente trabajo, se plantea la edificación en la capital (Lima), este corresponde a la zona 4, por lo tanto, su factor de zona “Z” es 0.45g.

#### 5.2.2 Parámetros de sitio ( $S$ , $T_p$ , $T_L$ )

Para las condiciones de la estructura, se considera un perfil de suelo  $S_2$ , el cual corresponde a suelos intermedios, suelos medianamente rígidos con velocidades de propagación de onda entre 180 m/s a 500 m/s.

Según la tabla 5.2 (RNE E-030, 2016), este tipo de suelo, y con relación a la zona, se extrae el valor del factor del suelo “S”, así mismo de la tabla 5.3, en relación al tipo de suelo, se tiene los valores de  $T_p$  y  $T_L$ , que son los periodos del perfil de suelo.

Tabla 5.2 Factor de suelo

Factor de Suelo "S"				
Zona / Suelo	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
<b>Z<sub>4</sub></b>	0,80	1,00	1,05	1,10
<b>Z<sub>3</sub></b>	0,80	1,00	1,15	1,20
<b>Z<sub>2</sub></b>	0,80	1,00	1,20	1,40
<b>Z<sub>1</sub></b>	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 5.3 Periodos para perfil de suelo

PERIODOS "T <sub>P</sub> " Y "T <sub>L</sub> "				
PERFIL DEL SUELO				
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
<b>T<sub>P</sub>(s)</b>	0,3	0,4	0,6	1,0
<b>T<sub>L</sub>(s)</b>	3,0	2,5	2,0	1,6

(RNE E-030, 2016)

Según las tablas 5.2 y 5.3, se tiene los parámetros siguientes;

- S<sub>2</sub> = 1.05
- T<sub>P</sub>(s) = 0.6
- T<sub>L</sub>(s) = 2.0

### 5.2.3 Categoría de edificación y factor de uso. U

Cada estructura se clasifica de acuerdo a con las categorías indicadas en las tablas de la norma E030 RNE, en este caso la estructura al ser una edificación de gran altura, se clasifica como edificación esencial, por lo tanto, categoría B y cuyo factor de uso (U), es U=1.3.

Tabla 5.4 Categoría de edificaciones y factor de U.

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
<b>B</b>	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.	1,3
<b>Edificaciones importantes</b>	También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	
<b>C Edificaciones Importantes</b>	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas contaminantes.	1,0
<b>D Edificaciones Temporales</b>	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

#### 5.2.4 Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas ( $R$ ).

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la tabla 5.4. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente  $R_0$  que corresponda.

*Tabla 5.5 Sistemas estructurales*

<b>SISTEMA ESTRUCTURAL</b>	<b>Coeficiente básico de Reducción <math>R_0</math></b>
<b>Acero</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De Muros Estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

(RNE E-030, 2016)

A la estructura le corresponde el valor de:  $R=7$  (sistema muros y pórticos)

#### 5.2.5 Regularidad estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la tabla N 5.6.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente  $R$  de reducción de fuerzas sísmicas.

*Tabla 5.6 Categoría de regularidad de las edificaciones*

<b>Categoría de la Edificación</b>	<b>Zona</b>	<b>Restricciones</b>
<b>A1 y A2</b>	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
<b>B</b>	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
<b>C</b>	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

(RNE E-030, 2016)

#### 5.2.5.1 Estructuras regulares

Son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan los límites de irregularidades en planta ni en altura

En estos casos, el factor  $I_a$  o  $I_p$  será igual a 1,0.

#### 5.2.5.2 Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, $R$

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente  $R_0$  determinado a partir de la tabla N 5.5 y de los factores  $I_a$ ,  $I_p$  obtenidos de 5.2.5.1, entonces el valor del coeficiente de reducción  $R$  es:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p = 7.1.1 = 7 \quad (5.1)$$

#### 5.2.6 Estimación del peso (P).

El peso se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva, el cual tomamos para el caso el 25% de la carga viva, para categorías de edificación B según la norma técnica peruana de edificación.

#### 5.2.7 Análisis sísmico estático

En el siguiente ítem se desarrolla el análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes, para ello, una vez caracterizada la estructura se determina las fuerzas que deberá aplicarse. Sin embargo, este análisis se realiza a fin de verificar la participación de fuerzas cortantes de las fuerzas estáticas respecto al análisis dinámico de la estructura.

##### 5.2.7.1 Fuerza cortante en la base.

La fuerza cortante total en la base de la estructura se calcula para cada dirección con la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (5.2)$$

Teniéndose en cuenta que el valor de  $C/R$  no deberá ser menor que: 0.125

##### 5.2.7.2 Distribución de fuerza sísmica

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel  $i$ , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante.

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (5.3)$$

Donde  $\alpha_i$  es el factor de distribución de nivel.

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_i \cdot (h_j)^j} \quad (5.4)$$



Donde “n” es el número de pisos de edificios, k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada que se calcula de acuerdo a:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos:  $k = 1,0$ .
- Para T mayor que 0,5 segundos:  $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$ .

#### 5.2.7.3 *Periodo fundamental de vibración.*

En el análisis sísmico el periodo fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (5.5)$$

Donde:

- $C_T = 35$  Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:
  - Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
  - Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.
- $C_T = 45$  Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:
  - Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
  - Pórticos de acero arriostrados.
- $C_T = 60$  Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

#### 5.2.7.4 *Excentricidad accidental*

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel ( $F_i$ ) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

- En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental ( $M_{ti}$ ) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e \quad (5.6)$$

#### 5.2.8 *Fuerzas sísmicas verticales*

El efecto de movimientos verticales del suelo, tiende a ser importante in estructuras altas. Como la altura incrementa, el periodo fundamental es más grande y las aceleraciones horizontales vienen a ser relativamente pequeño, por otro lado, la aceleración vertical no es reducido, y en

algunos casos este puede ser amplificado debido a respuesta vertical en la estructura. Así la relación de aceleración vertical versus la aceleración horizontal es grande para estructuras altas.

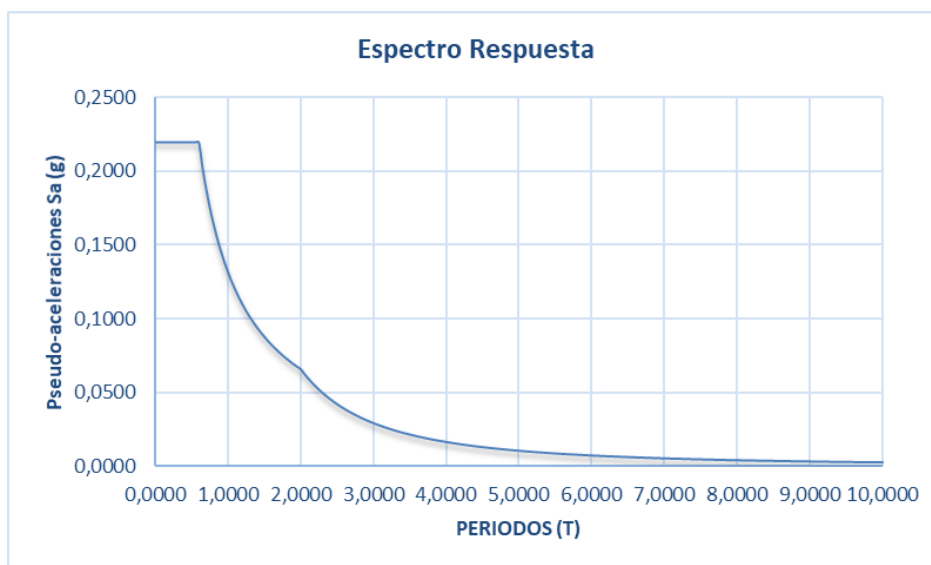
Las guías de diseño recomienda incrementar las fuerzas axiales en las columnas de los niveles inferiores, bajo cargas de gravedad a un 20%, tomando en cuenta el efecto de movimiento vertical del suelo (Aoyama, 2001).

### 5.2.9 Espectro de respuesta sísmica

Con los parámetros obtenidos en los ítems pasados, se resume en la tabla 5.5, los valores para el cálculo del espectro sísmico elástico.

*Tabla 5.7 Parámetros de cálculo de espectro de respuesta sísmica*

<b>PARÁMETROS SÍSMICOS</b>		
<b>Z=</b>	0,45	ZONA 4
<b>U=</b>	1,30	IMPORTANTE
<b>C=</b>	0,14	T > TL
<b>S=</b>	1,05	S2
<b>R=</b>	1,00	COEFICIENTE "R"
PARA CALCULO DE "C"		
<b>h<sub>n</sub>=</b>	193,00	Altura Total de Edificio
<b>C<sub>T</sub>=</b>	45,00	Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
<b>T=</b>	4,61	SEGÚN ETABS
<b>T<sub>P</sub>=</b>	0,60	PERFIL SUELO S2
<b>T<sub>L</sub>=</b>	2,00	PERFIL SUELO S2
PARA CALCULO DE "R"		
<b>R<sub>0</sub>=</b>	7,00	Dual
<b>I<sub>a</sub>=</b>	1,00	SIN IRREGULARIDAD
<b>I<sub>p</sub>=</b>	1,00	SIN IRREGULARIDAD



*Figura 5.2 Espectro de respuesta*



#### 5.2.10 Efectos de segundo orden P-delta.

El efecto P-delta ocurre cuando las cargas verticales y horizontales actúan simultáneamente, en el capítulo 3 se desarrolló el procedimiento a obtener los factores de amplificación.

En zonas de alta sismicidad, el efecto P-delta no siempre predomina en el diseño de la estructura, sin embargo, los efectos de segundo orden; en la cortante de piso y momentos, las fuerzas resultantes en los miembros y las derivas inducidas por esos efectos no requiere consideración cuando el coeficiente de estabilidad  $\theta$  (ec 5.7), es menor a 0.10 (ASCE 7-16, 2017).

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (5.7)$$

Donde:

- $P_x$ : es la carga vertical total de diseño en el nivel superior x (kN), donde el valor de  $P_x$ .
- para una carga no individual el factor necesita exceder 1.0.
- $\Delta$ : deriva de diseño, que corresponde a  $V_x$ .
- $I_e$ : factor de importancia.
- $V_x$ : fuerza cortante sísmica, que actúa en los niveles x y x-1.
- $h_{sx}$ : altura de entrepiso.
- $C_d$ : factor de amplificación de deflexión.

De la ecuación 5.7 se determina los valores de  $\theta$ , para las cortantes de piso y cargas verticales de la estructura. Este cálculo se realizará para cada dirección tomando en cuenta su carga sísmica y su carga vertical total por piso.

En la tabla 5.8, se establece los coeficientes de la ecuación 5.7, y en las tablas 5.9 y 5.10, se tiene el cálculo de  $\theta_{max}$  correspondientes a las direcciones “x” y “y”.

*Tabla 5.8 Coeficiente preestablecidos*

<b>R:</b>	7	<i>Coeficiente de reducción R</i>
<b>0,75R</b>	5,25	<i>Coeficiente de cambio inelástico</i>
<b>I<sub>e</sub>:</b>	1,25	<i>Factor de Importancia III</i>
<b>Cd:</b>	4	<i>Factor de amplificación de deflexión</i>

Se realiza el cálculo de los valores máximos de  $\theta_{max}$ , para cada nivel, sin embargo, se observa que en los niveles 14 al 25, los valores de  $\theta$ , son máximos (tablas 5.9 y 5.10). En la dirección “x” el valor máximo de  $\theta$  es  $0.063 < 0.1$ , por lo que se puede deducir que no es necesario considerar efectos de segundo orden. En la dirección “y”, el valor máximo de  $\theta$  es  $0.058 < 0.1$ ; no es necesario considerar efectos de segundo orden.

*Tabla 5.9 Evaluación efecto P-delta sismo "x"*

Nivel	H	Pi [kN]	Vxi [kN]	drift_design	$\Delta x$	$\Theta x$ :	max_ $\Theta x$ :
24	3,2	1065070,79	22352,78	0,00078	0,00409	0,0609	0,0630
23	3,2	1094145,57	22497,77	0,00078	0,00407	0,0618	
22	3,2	1123220,35	22708,33	0,00077	0,00405	0,0626	
21	3,2	1152295,13	23003,79	0,00077	0,00403	0,0630	
20	3,2	1182940,16	23420,23	0,00076	0,00397	0,0627	
19	3,2	1213585,19	24001,62	0,00076	0,00397	0,0627	
18	3,2	1244230,21	24743,46	0,00075	0,00396	0,0622	
17	3,2	1274875,24	25642,23	0,00075	0,00395	0,0613	
16	3,2	1305520,27	26690,48	0,00075	0,00394	0,0602	
15	3,2	1336165,30	27875,24	0,00075	0,00392	0,0587	
14	3,2	1366810,33	29178,63	0,00074	0,00390	0,0570	
13	3,2	1397455,35	30579,06	0,00074	0,00386	0,0551	

Tabla 5.10 Evaluación efecto P-delta sismo "y"

Nivel	H	Pi [kN]	Vyi [kN]	drift_design	$\Delta y$	$\Theta y$ :	max_ $\Theta y$ :
26	3,2	1006921,22	22958,47	0,00079	0,00413	0,0566	0,0581
25	3,2	1035996,00	23196,80	0,00078	0,00410	0,0572	
24	3,2	1065070,79	23482,86	0,00077	0,00406	0,0576	
23	3,2	1094145,57	23832,10	0,00077	0,00404	0,0579	
22	3,2	1123220,35	24259,34	0,00077	0,00402	0,0581	
21	3,2	1152295,13	24777,85	0,00076	0,00400	0,0581	
20	3,2	1182940,16	25422,24	0,00075	0,00394	0,0573	
19	3,2	1213585,19	26224,33	0,00075	0,00393	0,0568	
18	3,2	1244230,21	27166,87	0,00075	0,00391	0,0560	
17	3,2	1274875,24	28243,41	0,00074	0,00390	0,0549	
16	3,2	1305520,27	29444,36	0,00074	0,00387	0,0537	
15	3,2	1336165,30	30755,77	0,00073	0,00385	0,0522	

### 5.3 Análisis tiempo historia.

El análisis tiempo historia, es una metodología de análisis sísmico, el cual considera el peligro sísmico de la zona, expresado en acelerogramas (registros sísmicos), en el presente trabajo se toma registros sísmicos correspondientes a la zona 4, (costa) del Perú, además estos registros sísmicos deberán ser escalados, a fin representar el valor de comportamiento inelástico de la estructura.

#### 5.3.1 Registros sísmicos

Para el análisis se usarán como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales. Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno consistirá en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas de eventos individuales. Las historias de aceleración serán obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado. Cuando no se cuente con el número requerido de registros apropiados, se podrán usar registros simulados para alcanzar el número total requerido.

(RNE E-030, 2016). Para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construirá un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5 % de amortiguamiento. Ambas componentes se escalarán por un mismo factor, de modo que en el rango de períodos entre  $0,2 T$  y  $1,5 T$  (siendo  $T$  el período fundamental), el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente del espectro de diseño, calculada según el numeral 4.6.2 con  $R = 1$ . Para la generación de registros simulados deberán considerarse los valores de  $C$ , definidos en el numeral 2.5, excepto para la zona de períodos muy cortos ( $T < 0,2 TP$ ) en la que se considerará:

En el presente trabajo, los registros sísmicos tienen las características mostradas en la tabla 5.8 utilizados son:

*Tabla 5.11 Registros sísmicos del Perú*

Nº	Registro	Componente	Año	Magnitud	Prof. (km)	Duración [s]	Acel max [cm/s <sup>2</sup> ]
1	Chimbote	E-W	1970	7,9	45	45,16	-104,80
	Chimbote	N-S	1970			45,16	-97,70
	Chimbote	U-D	1970			45,02	-73,50
2	Lima	E-W	1974	8,1	40	97,96	-192,50
	Lima	N-S	1974			97,96	179,00
	Lima	U-D	1974			97,96	99,70
3	Sismo ICA	E-W	2007	8	39	218,06	-272,20
	Sismo ICA	N-S	2007			218,06	334,10
	Sismo ICA	U-D	2007			218,06	192,20
4	Lima	E-W	1996	6,4	37,3	197,64	-180,59
	Lima	N-S	1996			197,64	-269,34
	Lima	U-D	1996			197,64	-94,25
5	Moyobamba	E-W	2005	7,5	90	27,20	-131,44
	Moyobamba	N-S	2005			27,20	-103,35
	Moyobamba	U-D	2005			27,20	104,00
6	Ocoña	E-W	2001	8,4	33	198,92	-295,22
	Ocoña	N-S	2001			198,92	220,04
	Ocoña	U-D	2001			198,92	160,58

Fuente: Cismid Perú.

A los registros sísmicos, se realiza el tratamiento adecuado, con el objetivo de simular el comportamiento inelástico, dichos registros son escalados en referencia al Espectro inelástico de la estructura, como desarrollado a continuación.

### 5.3.2 Escalamiento acelerogramas

Los criterios de escalamiento de acelerogramas se relacionan con el comportamiento que presentan las estructuras ante la acción sísmica. Las características que se toman en cuenta son:

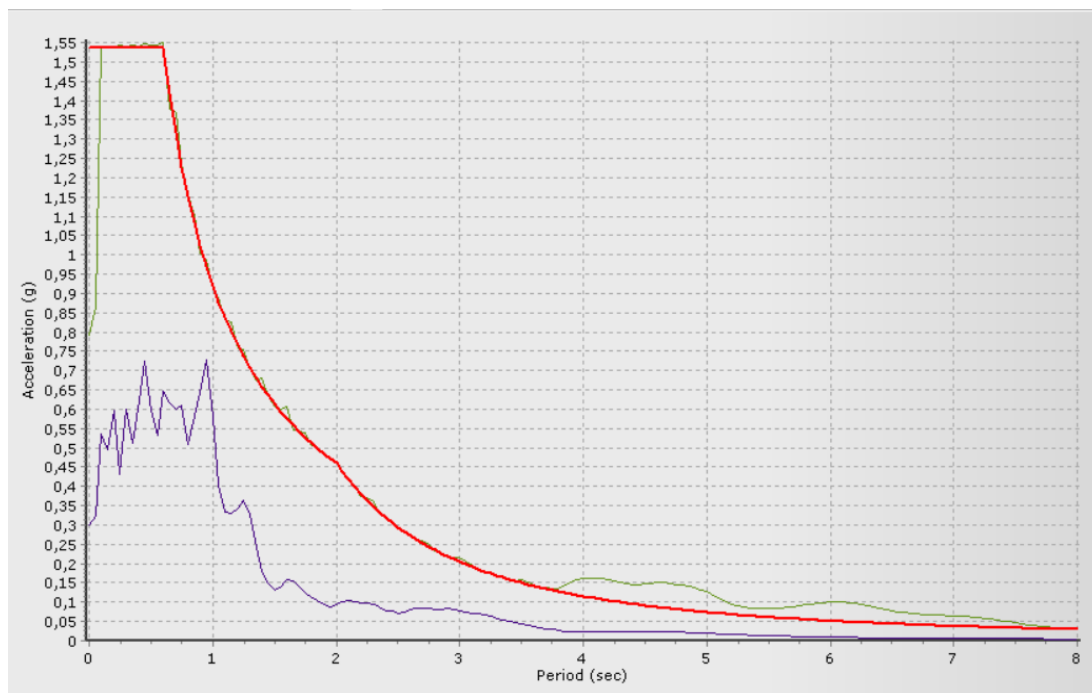
la demanda de ductilidad ( $\mu$ ), el amortiguamiento ( $\xi$ ), y el periodo fundamental de vibrar de las estructuras en estudio ( $T_0$ ). Los criterios de escalamiento que se consideran en este estudio son los siguientes:

- $\mu = 1$ ,  $\xi = 5\%$  y periodo fundamental de vibración  $T_0$ .
- $\mu = 3$ ,  $\xi = 5\%$ , y  $T_0$ .

Donde, en el primer caso, el espectro elástico de respuesta calculado en el ítem 5.2, se utiliza un factor de reducción  $R=1$ , correspondientes a sistemas con amortiguamiento crítico  $\xi = 5\%$  y periodo fundamental de vibrar  $T_0$ . Comúnmente los factores de escala se obtienen según este criterio, debido a que las curvas de peligro sísmico que se calculan normalmente corresponden a los valores, en el segundo caso, se considera un espectro con factor de reducción  $R=3$ , este valor se asocia al factor del comportamiento de diseño.

El escalamiento de los acelerogramas se desarrolla en el programa SeismoMatch, donde los espectro provenientes de los acelerogramas de registros sísmicos, para un  $\xi = 5\%$ , se mayoran o minoran a fin de igualar en lo mas cercano posible al espectro objetivo (espectro sísmico sin reducir,  $R=1$ ). En las imágenes siguientes se tiene los registros escalados.

#### ***Sismo Ocoña 2001 E-O.***



*Figura 5.3 Sismo Ocoña 2001 E-W, línea roja-espectro objetivo  $R=1$ ; línea lila- espectro del registro; línea verde-espectro escalado.*

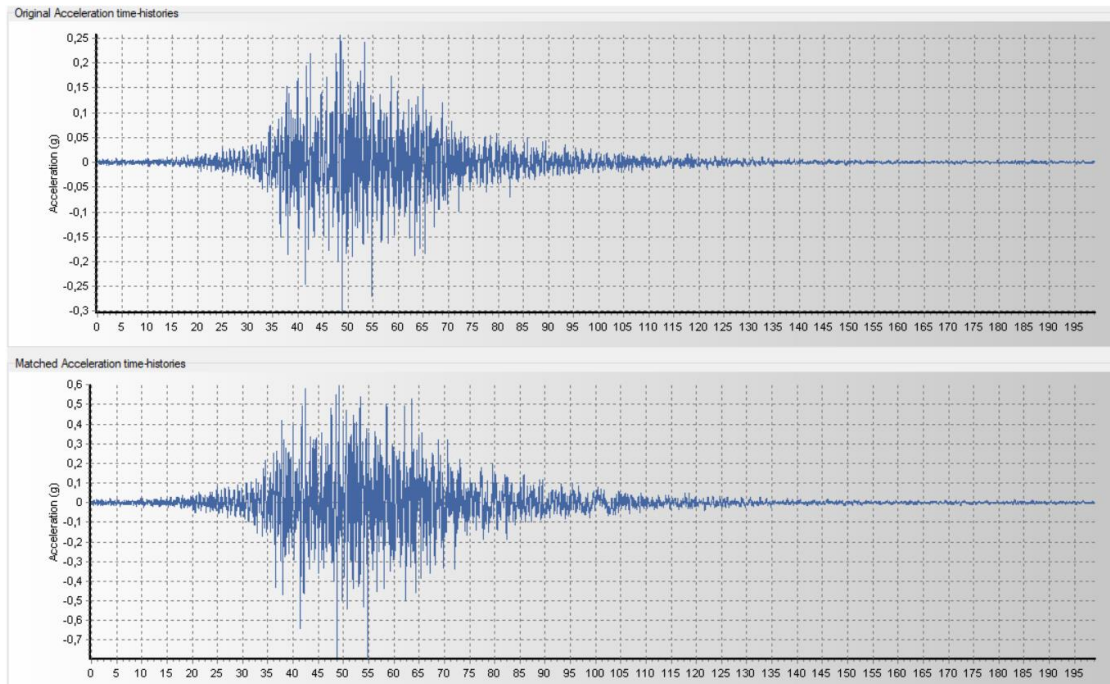


Figura 5.4 Sismo Ocoña 2001 E-W, superior-acelerogramas real; inferior- acelerograma escalado  
 Sismo Ocoña 2001 N-S

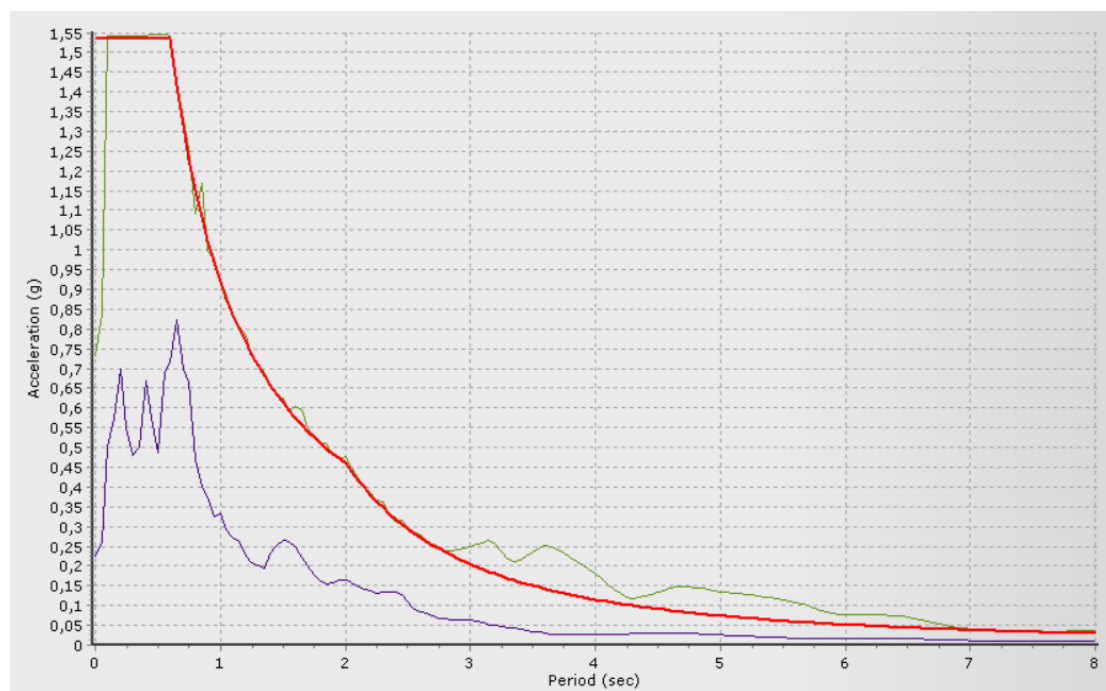
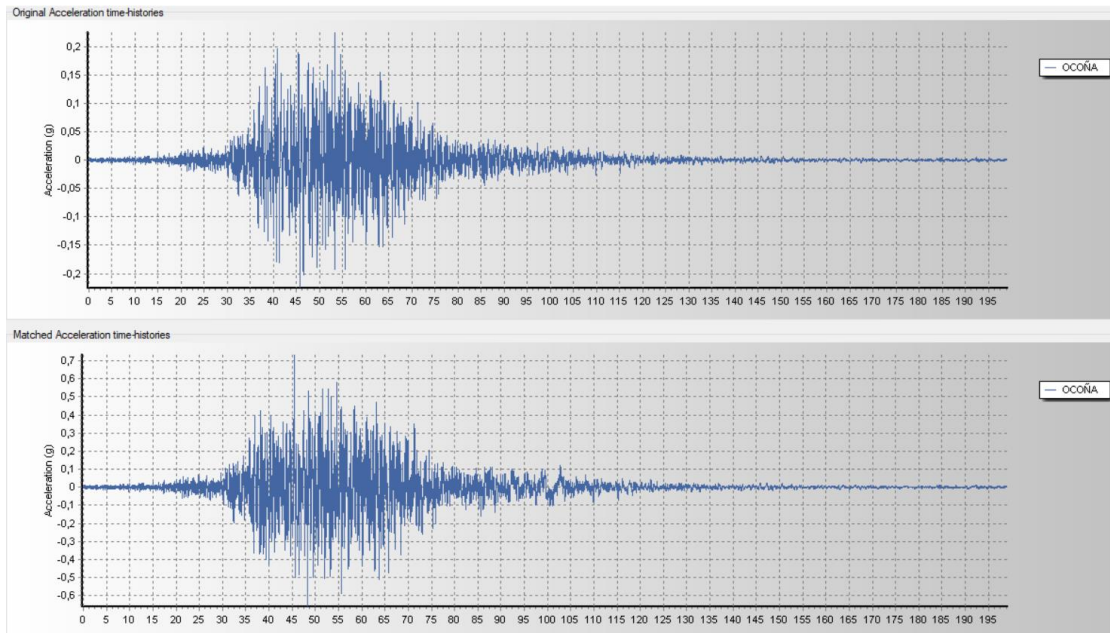
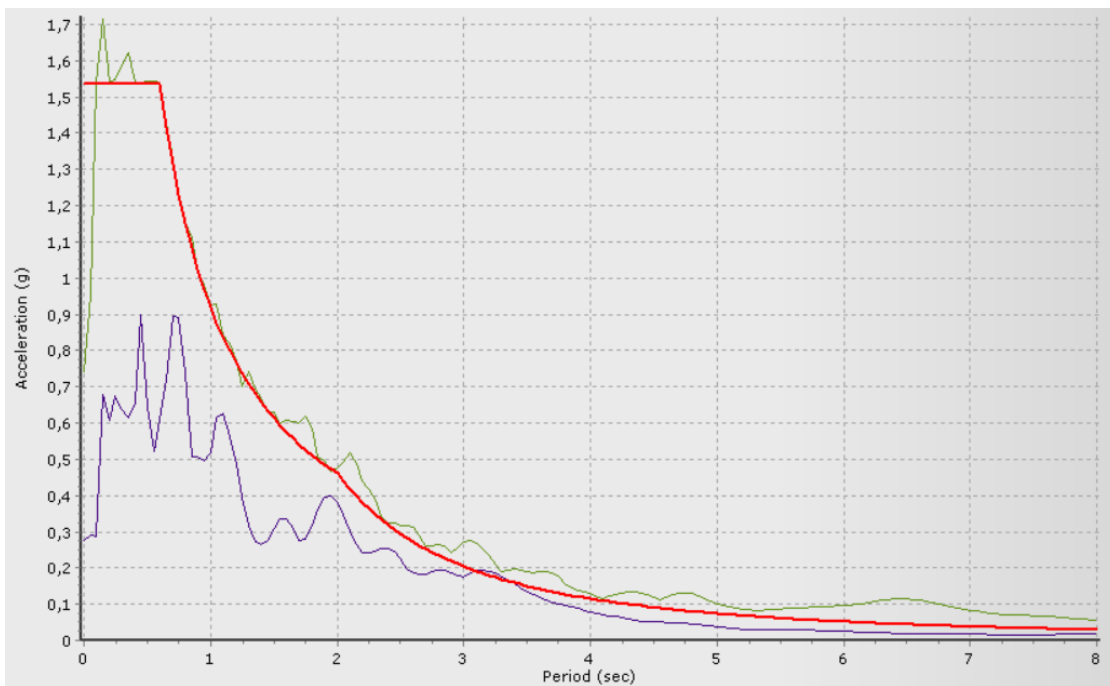


Figura 5.5 Sismo Ocoña 2001 N-S, línea roja-espectro objetivo; línea lila- espectro del registro; línea verde-espectro escalado.



*Figura 5.6 Sismo Ocoña 2001 N-S, superior-acelerogramas real; inferior- acelerograma escalado*

### ***Sismo ICA 2007 E-O***



*Figura 5.7 Sismo ICA 2007 E-W, línea roja-espectro objetivo; línea lila- espectro del registro; línea verde-espectro escalado.*



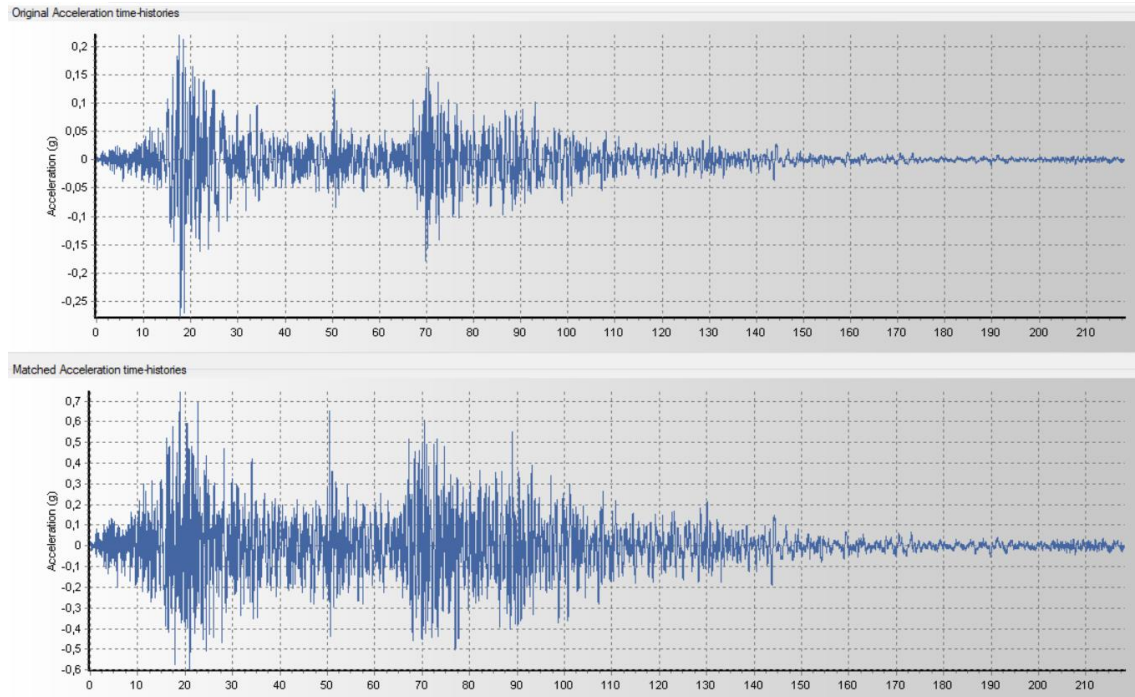


Figura 5.8 Sismo ICA 2007 E-W, superior-acelerogramas real; inferior- acelerograma escalado.

### Sismo ICA 2007 N-S

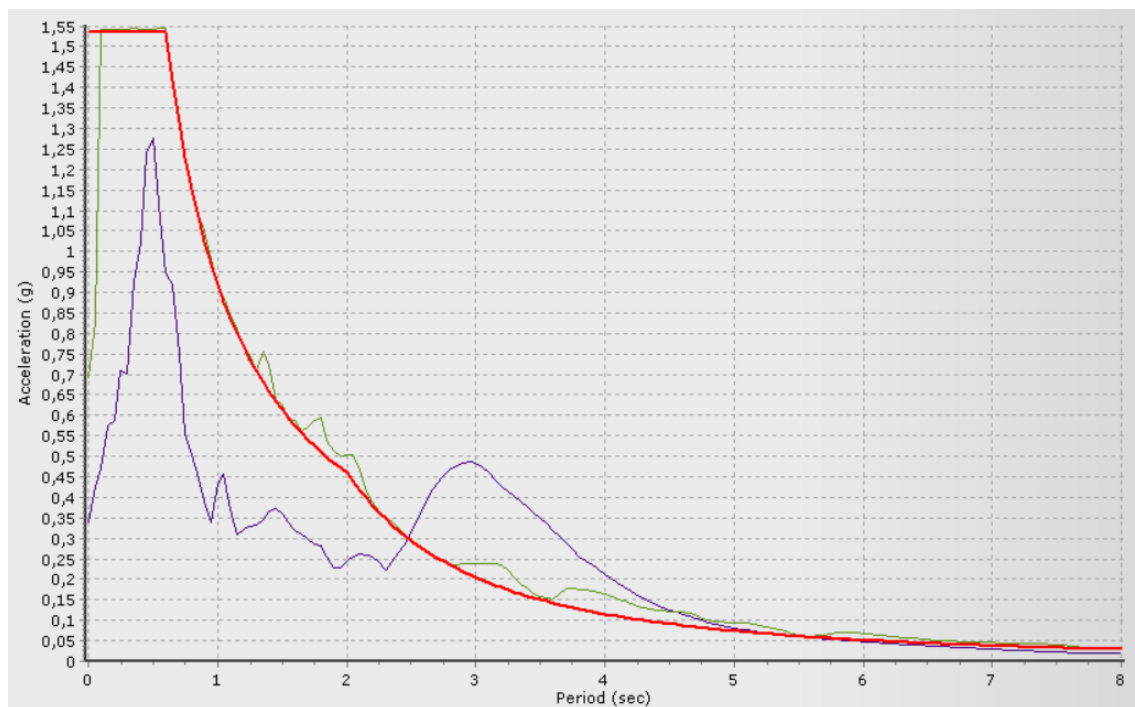


Figura 5.9 Sismo ICA 2007 N-S, línea roja-espectro objetivo; línea lila-espectro del registro; línea verde-espectro escalado.

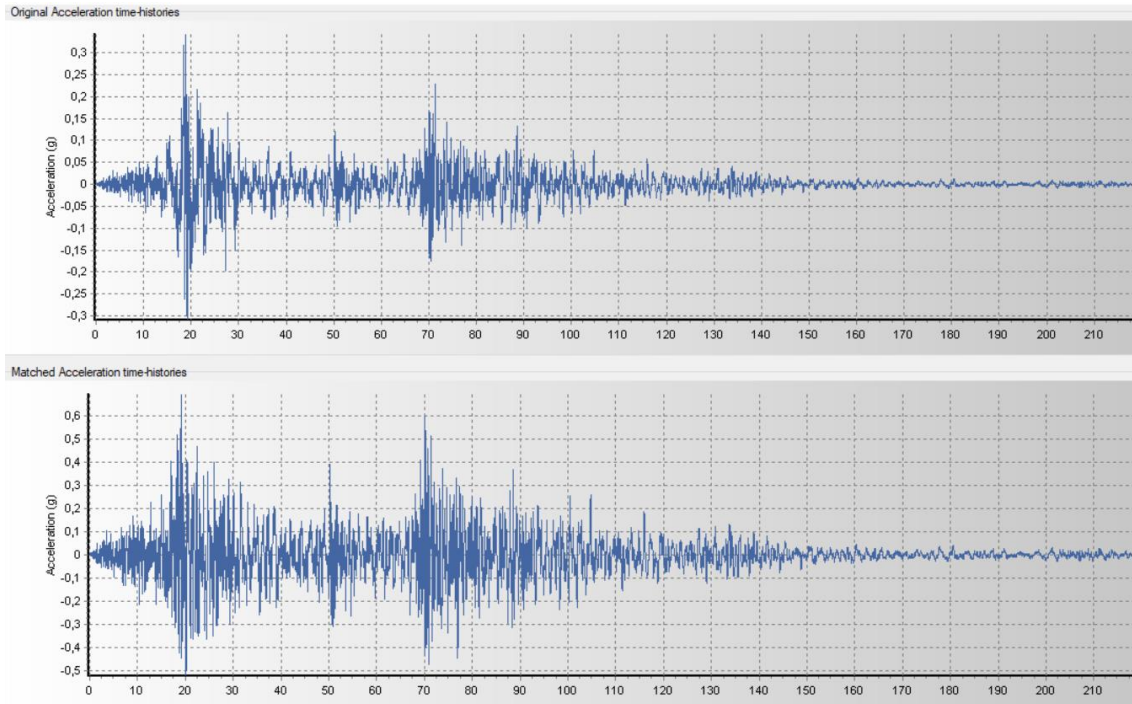


Figura 5.10 Sismo ICA 2007 N-S, superior-acelerogramas real; inferior- acelerogramas escalado.

### Sismo LIMA 1996 E-O.

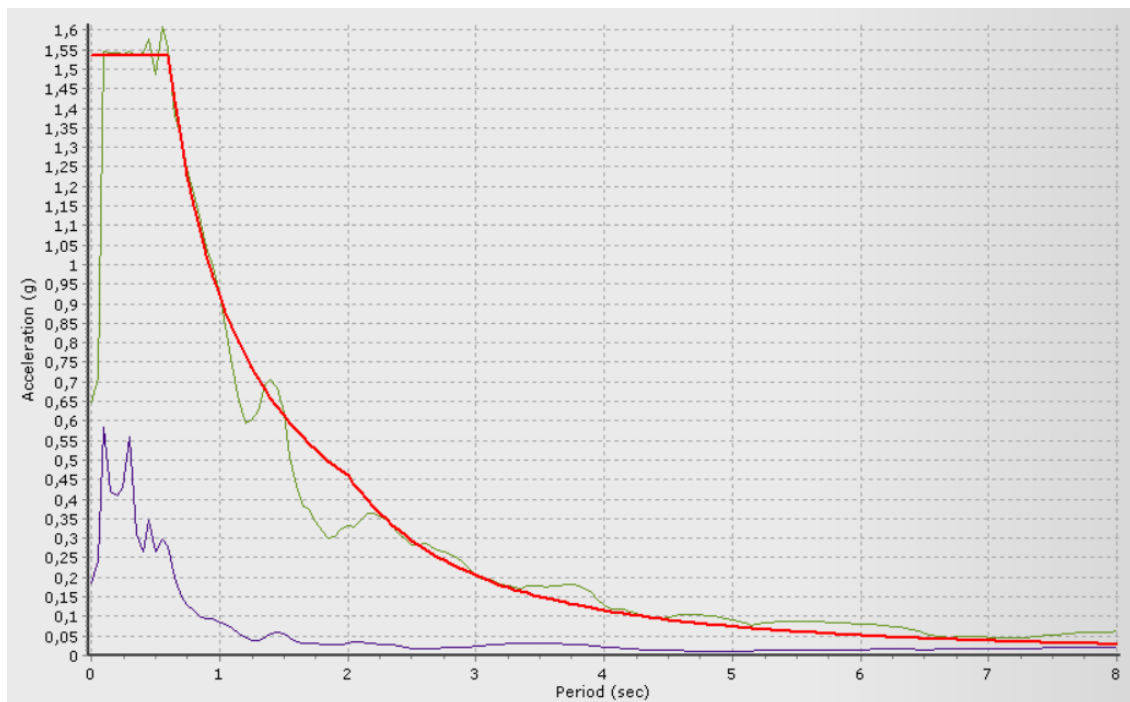


Figura 5.11 Sismo LIMA 1996 E-W, línea roja-espectro objetivo; línea lila- espectro del registro; línea verde-espectro escalado.



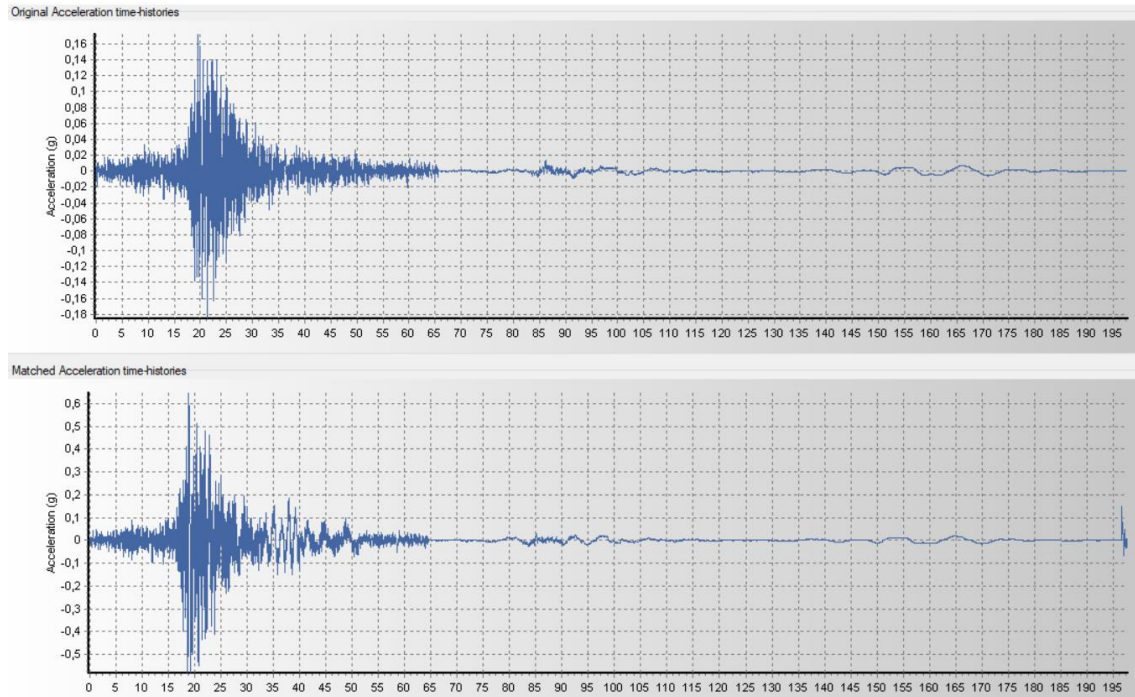


Figura 5.12 Sismo LIMA 1966 E-W, superior-acelerogramas real; inferior- acelerograma escalado.

### Sismo LIMA 1996 N-S.

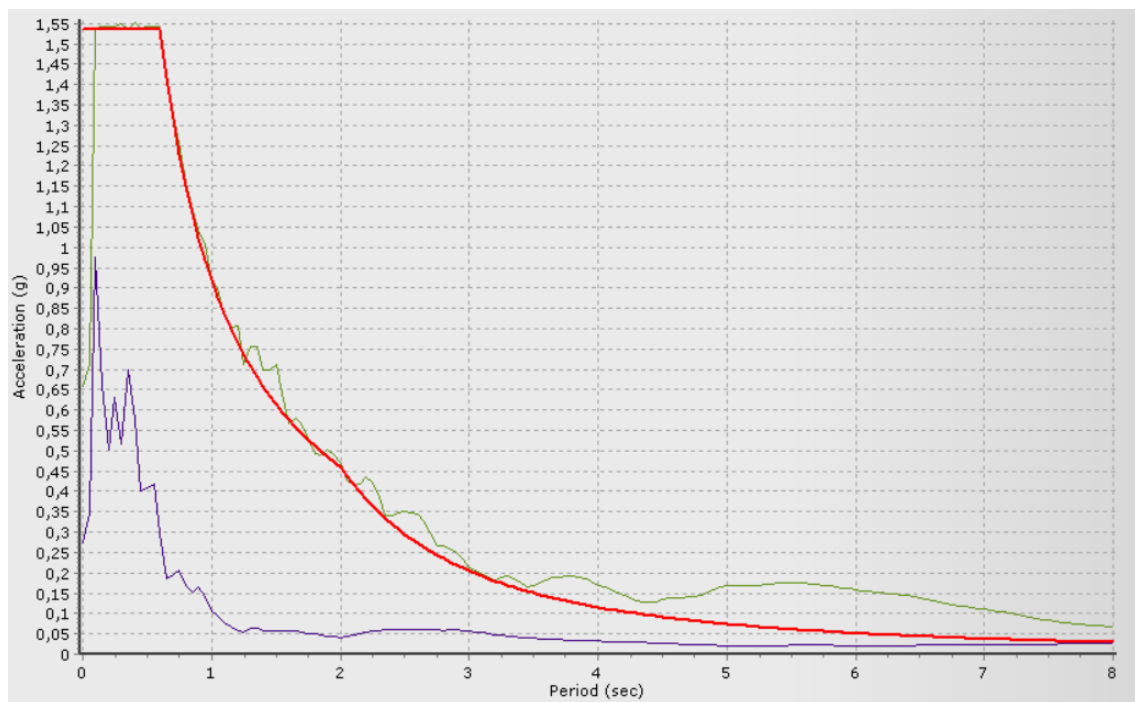


Figura 5.13 Sismo LIMA 1996 N-S, línea roja-espectro objetivo; línea lila- espectro del registro; línea verde-espectro escalado.

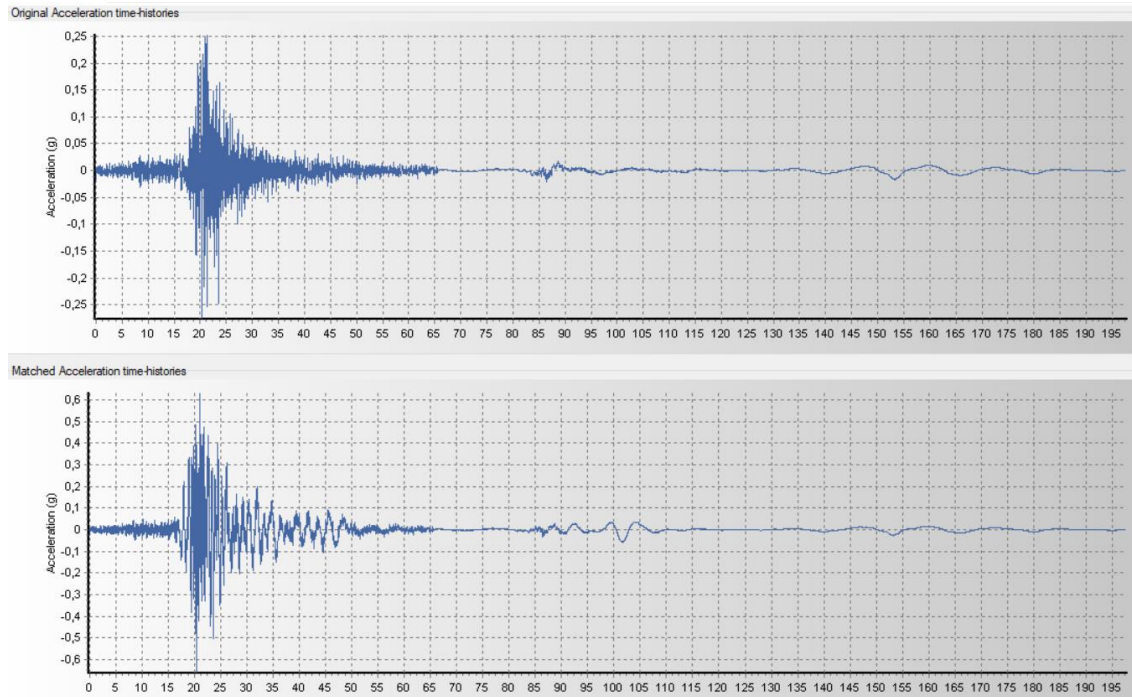


Figura 5.14 Sismo LIMA 1966 N-S, superior-acelerogramas real; inferior- acelerograma escalado.  
**Sismo LIMA 1974 E-O**

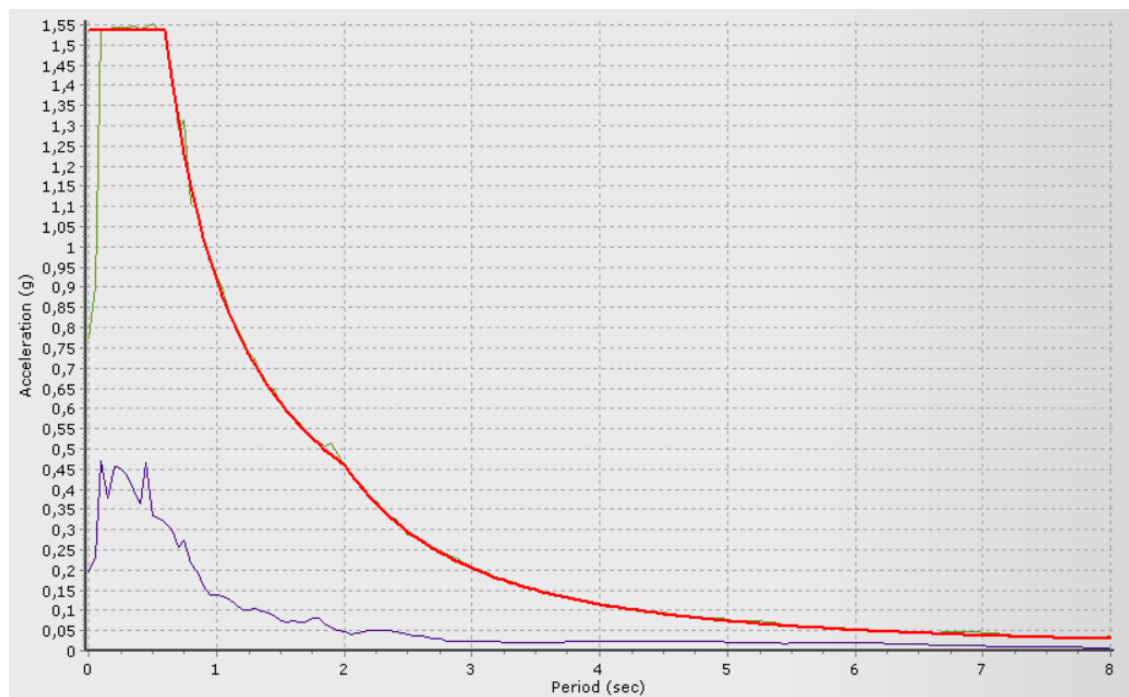


Figura 5.15 Sismo LIMA 1974 E-W, Línea Roja-Espectro objetivo; Línea lila- Espectro del registro;  
 Línea Verde-Espectro escalado.

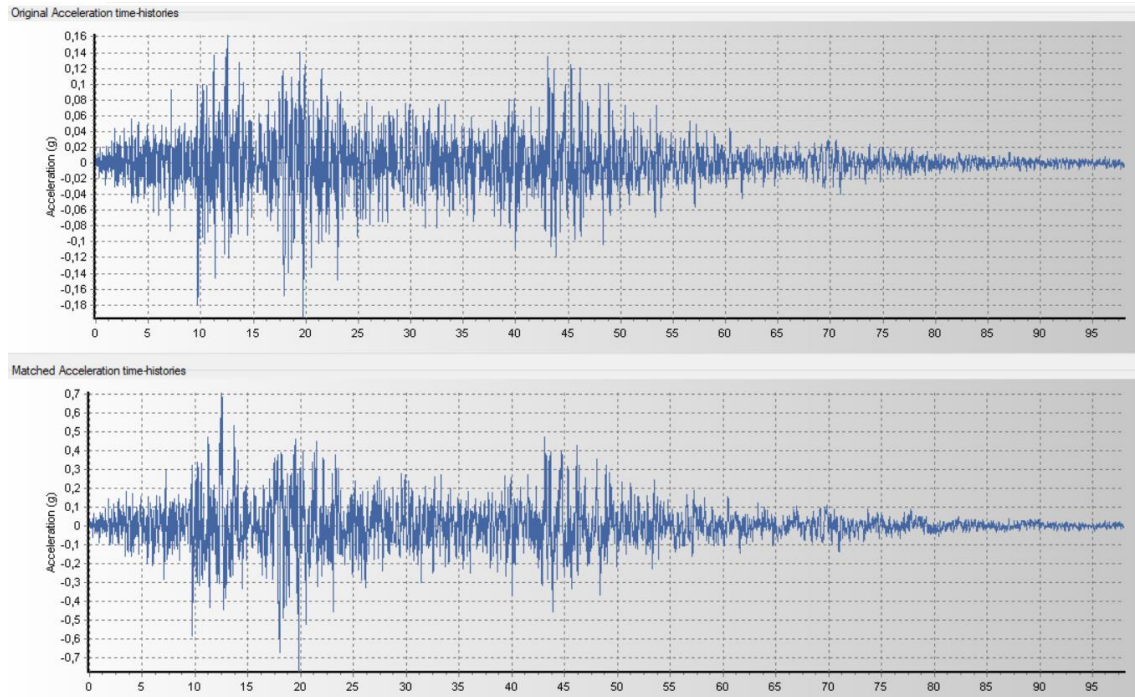


Figura 5.16 Sismo LIMA 1966 N-S, superior-acelerogramas real; inferior- acelerogramas escalado.

### Sismo LIMA 1974 E-O

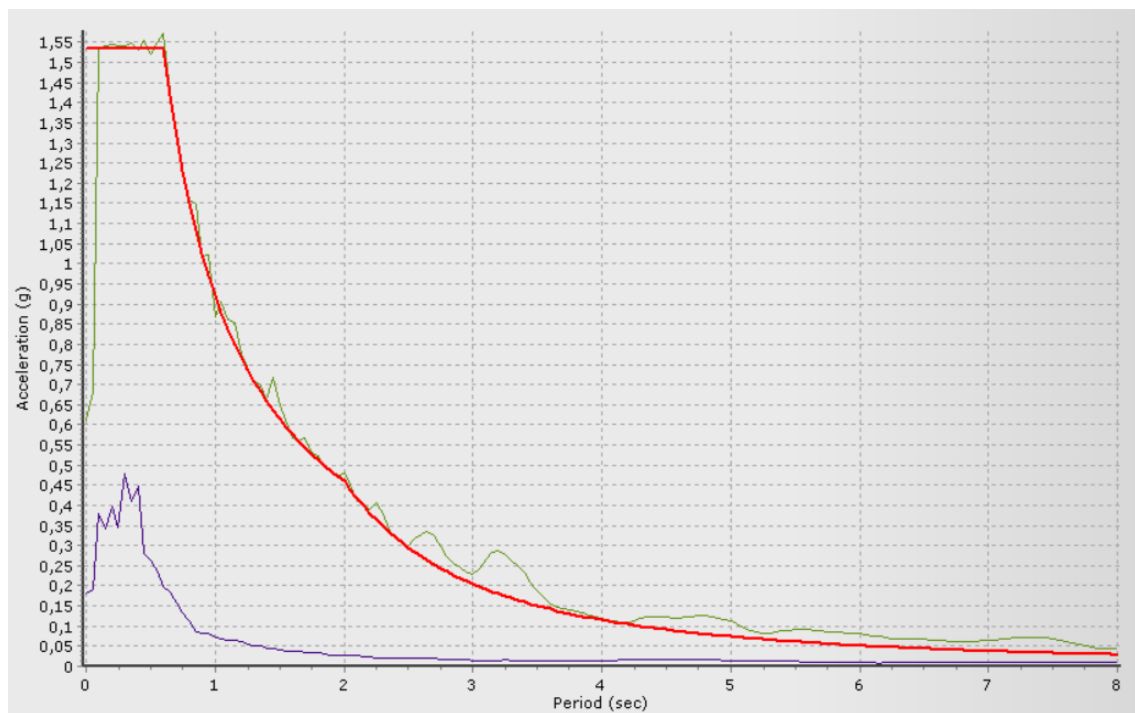


Figura 5.17 Sismo LIMA 1974 N-S, línea roja-espectro objetivo; línea lila- espectro del registro; línea verde-espectro escalado.

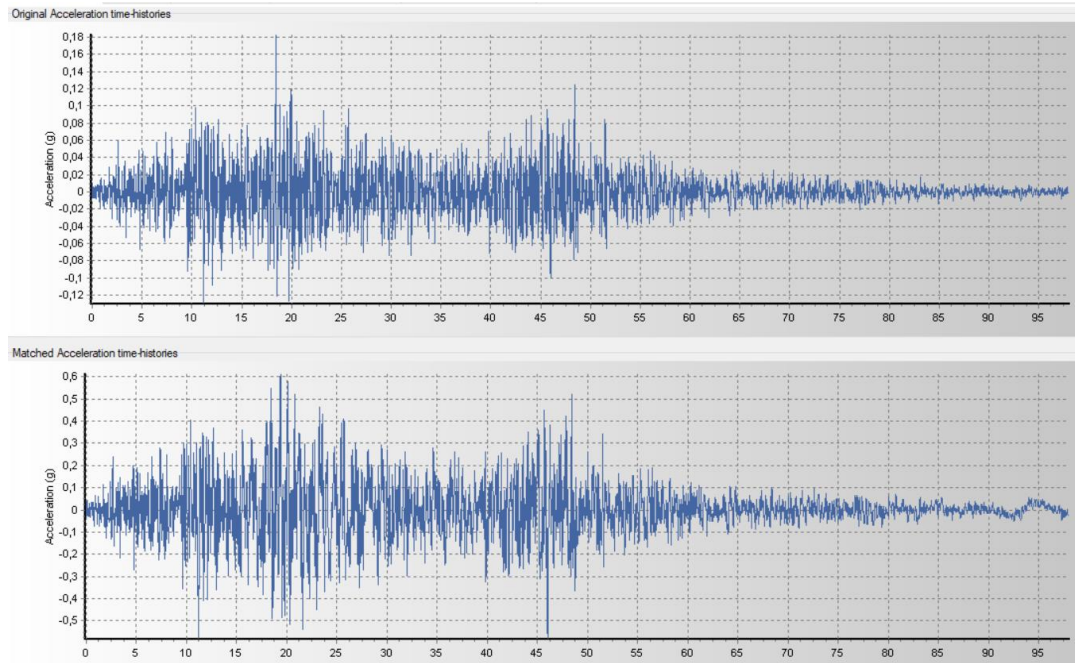


Figura 5.18 Sismo LIMA 1966 N-S, superior-acelerogramas real; inferior- acelerograma escalado.

Los registros obtenidos escalados son ingresados en el programa Etabs v18., definidos como una función time history, para luego crear el caso de carga y en su dirección correspondiente en un tipo de caso lineal tiempo historia.

### 5.3.3 Control de derivas

#### 5.3.3.1 Determinación de desplazamientos laterales.

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por  $0.75R$ , los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por  $R$ , los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se consideraran los valores mínimos de  $C/R$ , ni el cortante mínimo en la base estipulados en esta misma norma (RNE E-030, 2016).

#### 5.3.3.2 Desplazamientos laterales relativos admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso calculado según el numeral 5.3.3.1, no deberá exceder la fracción de la altura entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla 5.12.

Tabla 5.12 Limites para distorsión del entrepiso

Material predominante	$(\Delta/h_{ei})$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de Concreto Armado con ductilidad Limitada	0,005



## 6. ANÁLISIS DINÁMICO DE VIENTO

El viento es una acción dinámica producida por la masa de aire atmosférico en movimiento que actúa sobre la estructura de un edificio a una determinada velocidad. Modelizar literalmente este fenómeno supone un problema de gran complejidad, cuya resolución exacta tiene un coste muchas veces inasumibles para el proyecto. (Gómez H. et al., 2013).

Es por ello que se asume algunas simplificaciones como:

- La direccionalidad del viento.
- La densidad del aire, salvo excepciones, es una constante.
- La velocidad de referencia, se establece a partir de una medición normalizada, de la cual se extrae un valor probabilístico.
- La acción del viento sobre la estructura, salvo excepciones, es una carga estática, en este caso, una de la excepción es la de los edificios altos.

Los edificios altos, y sus fachadas, deberán ser diseñados para satisfacer cargas de vientos en sus situaciones extremas durante su vida útil.

Las cargas de viento y sus apropiados factores de cargas que permiten la incertidumbre en edificios comunes son prescritos por métodos analíticos dados en los códigos de edificación. Sin embargo, para estructuras de edificios altos, en vista a la importancia de las cargas de viento frente a su costo y seguridad, esos métodos analíticos resultan poco precisos, además no consideran correcto la importancia de los fenómenos del viento. Por esas razones las cargas de viento y movimientos de edificios altos son típicamente determinados por pruebas de túnel de viento, en modelos a escala.

### 6.1 Cargas de viento

Una estructura está sometida a cargas de viento en ambas direcciones, longitudinales y transversales, así como también rotacional alrededor del eje vertical. En la estructura planteada en la tesis, se realizará el siguiente procedimiento para el cálculo de las fuerzas laterales de viento, de acuerdo al (Eurocode 1, 2005).

#### 6.1.1 Carga estática equivalente

Cuando se realiza el análisis de viento en edificios, el primer paso es determinar los efectos de las cargas estáticas de viento. Se determina la velocidad máxima de presiones de viento,  $q_p(z)$ , es calculado para cada piso del edificio. Con la siguiente ecuación.

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (6.1)$$

Donde:

- $l_v(z)$ : es la turbulencia del viento, de acuerdo a 6.2
- $\rho$ : es la densidad del aire
- $v_m(z)$ : es la velocidad media del viento a una altura  $z$
- $z$ : es la altura de la estructura

$$l_v(z) = \begin{cases} \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{if } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ l_v(z_{min}) & \text{if } z \leq z_{min} \end{cases} \quad (6.2)$$

Donde:

- $\sigma_v$ : es la desviación estándar de turbulencia acuerdo a 6.3
- $k_l$ : factor de turbulencia
- $c_0(z)$ : factor de orografía, 1.0 si no está en la cláusula 4.3.3 del EC 1.
- $z_0$ : altura de aspereza
- $z_{min}$ : altura mínima
- $z_{max}$ : altura máxima = 200

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l \quad (6.3)$$

Donde:

- $k_r$ : es el factor de terreno de acuerdo a la ecuación 6.4
- $v_b$ : velocidad básica del viento

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07}, \quad z_{0,II} = 0.05 \quad (6.4)$$

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (6.5)$$

Donde:

- $c_r(z)$ : es el factor de aspereza del terreno

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (6.6)$$

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (6.7)$$

Cuando la máxima velocidad de presiones es determinada, la fuerza  $F_w$ , en cada piso es calculado acuerdo con la siguiente ecuación.

$$F_w = c_s \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A_{ref} \quad (6.8)$$

Donde:

- $c_s$ : factor de tamaño

- $c_f$ : es el coeficiente de fuerza
- $A_{ref}$ : es el área de referencia de cada piso

$$c_s = \frac{1 + 7l_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7l_v(z_s)} \quad (6.9)$$

Donde:

- $z_s$ : es la altura referencial  $z_s = 0.6h$  para estructuras verticales de edificación
- $B^2$ : es el factor de fondo

$$c_f = c_{f,0} \cdot \Psi_r \cdot \Psi_\lambda \quad (6.10)$$

Donde:

- $c_{f,0}$ : coeficiente de fuerza
- $\Psi_r$ : factor de reducción para la sección cuadrada con esquinas redondas
- $\Psi_\lambda$ : factor de efecto final

$$c_{f,0} = \begin{cases} 2.0 & \text{if } d/b \leq 0.2 \\ 0.3193 \ln\left(\frac{d}{b}\right) + 2.5139 & \text{if } 0.1 \leq d/b \leq 0.7 \\ -0.7121 \ln\left(\frac{d}{b}\right) + 2.1460 & \text{if } 0.7 \leq d/b \leq 5.0 \\ -0.1443 \ln\left(\frac{d}{b}\right) + 1.2322 & \text{if } 5.0 \leq d/b \leq 10.0 \\ 0.9 & \text{if } 10 \leq d/b \end{cases} \quad (6.11)$$

Donde:

- $d$ : es la profundidad de la estructura
- $b$ : es el ancho de la estructura

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left( \frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0.63}} \quad (6.12)$$

Donde:

- $h$ : es la altura de la estructura
- $L(z_s)$ : es la longitud de escala de turbulencia

$$L(z_s) = \begin{cases} L_t \left( \frac{z}{z_t} \right)^\alpha & \text{if } z \geq z_{min} \\ L(z_{min}) & \text{if } z < z_{min} \end{cases} \quad (6.13)$$

Donde:

- $L_t$ : es la longitud de referencia de escala  $L_t = 300 \text{ m}$
- $z_t$ : es la longitud de referencia de altura  $z_t = 200 \text{ m}$
- $\alpha = 0.67 + 0.05 \ln(z_0)$

Con la fuerza  $F_w$  conocida, el momento de volcadura puede ser calculado.



### 6.1.2 Carga dinámica de viento

En el cálculo de la carga dinámica, un coeficiente adicional  $c_d$  (coeficiente dinámico) es aplicada a la ecuación de fuerzas de cada piso.

$$F_w = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_s) \cdot A_{ref} \quad (6.14)$$

Donde:

- $c_s$ : es el factor de tamaño
- $c_d$ : es el factor de carga dinámica
- $c_f$ : es el coeficiente de fuerza
- $q_p(z_s)$ : máxima velocidad de presiones.
- $z_s$ : es la altura de referencia  $z_s = 0.6h$  para estructuras verticales de edificación
- $A_{ref}$ : área de referencia en cada nivel.

$$c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot l_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 l_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}} \quad (6.15)$$

Donde:

- $k_p$ : factor máximo
- $l_v(z)$ : turbulencia de viento
- $B^2$ : factor de fondo
- $R^2$ : factor de respuesta de resonancia.

$$k_p = \max \left( \sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(vT)}} ; 3 \right) \quad (6.16)$$

Donde:

- $v$ : frecuencia de cruce.
- $T$ : tiempo promedio para la velocidad media del viento,  $T=600$  s.

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} ; \quad v \geq 0.08 H \quad (6.17)$$

Donde:

- $n_{1,x}$ : la frecuencia fundamental de la estructura.

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (6.18)$$

- $R_L(z_s, n_{1,x})$ : es la función de densidad espectral de potencia adimensional.
- $R_h(\eta_h)$ ,  $R_b(\eta_b)$ : funciones de admisión aerodinámicas.

- $\delta$ : decremento total logarítmico de amortiguamiento.

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_v(z, n)}{\sigma_v^2} = \frac{6.8 f_L(z, n)}{(1 + 10.2 f_L(z, n))^{5/3}} \quad (6.19)$$

Donde:

- $n$ : es la frecuencia con  $n = n_{1,x}$  como la frecuencia fundamental de la estructura.
- $S_v(z, n)$ : espectro de varianza unilateral.
- $z$ : altura de la estructura.
- $\sigma_v$ : desviación estándar de turbulencia.
- $f_L(z, n)$ : frecuencia adimensional.

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \quad (6.20)$$

Donde:

- $L(z)$ : escala de longitud de turbulencia.
- $v_m(z)$ : la velocidad promedio de viento a una altura  $z$ .
- Para estructuras de más de 50 niveles, la frecuencia fundamental podrá ser estimada según la ecuación siguiente.

$$n_1 = \frac{46}{h} \quad (6.21)$$

Las funciones de admisión aerodinámica son calculadas:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) \quad (6.22)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) \quad (6.23)$$

Donde:

$$\eta_h = \frac{4.6h}{L(z_s)} f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (6.24)$$

$$\eta_b = \frac{4.6b}{L(z_s)} f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (6.25)$$

El decremento logarítmico total de amortiguamiento es calculado como:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (6.26)$$

Donde:

- $\delta_s$ : decremento logarítmico del amortiguamiento de la estructura.
- $\delta_a$ : decremento logarítmico aerodinámico de amortiguamiento para el modo fundamental de la estructura dado en la deflexión modal.

- $\delta_d$ : decremento logarítmico del amortiguamiento de la estructura para especiales dispositivos.

$$\delta_a = \frac{c_f \rho b v_m(z_s)}{2n_1 m_e} \quad (6.27)$$

Determinada la fuerza dinámica  $F_w$ , de calcula el momento de vuelco por a la carga dinámica.

Con las ecuaciones anteriores se determina las fuerzas estáticas equivalente, los datos se muestran en la tabla 6.1 y 6.2, y los gráficos 6.1 y 6.2.

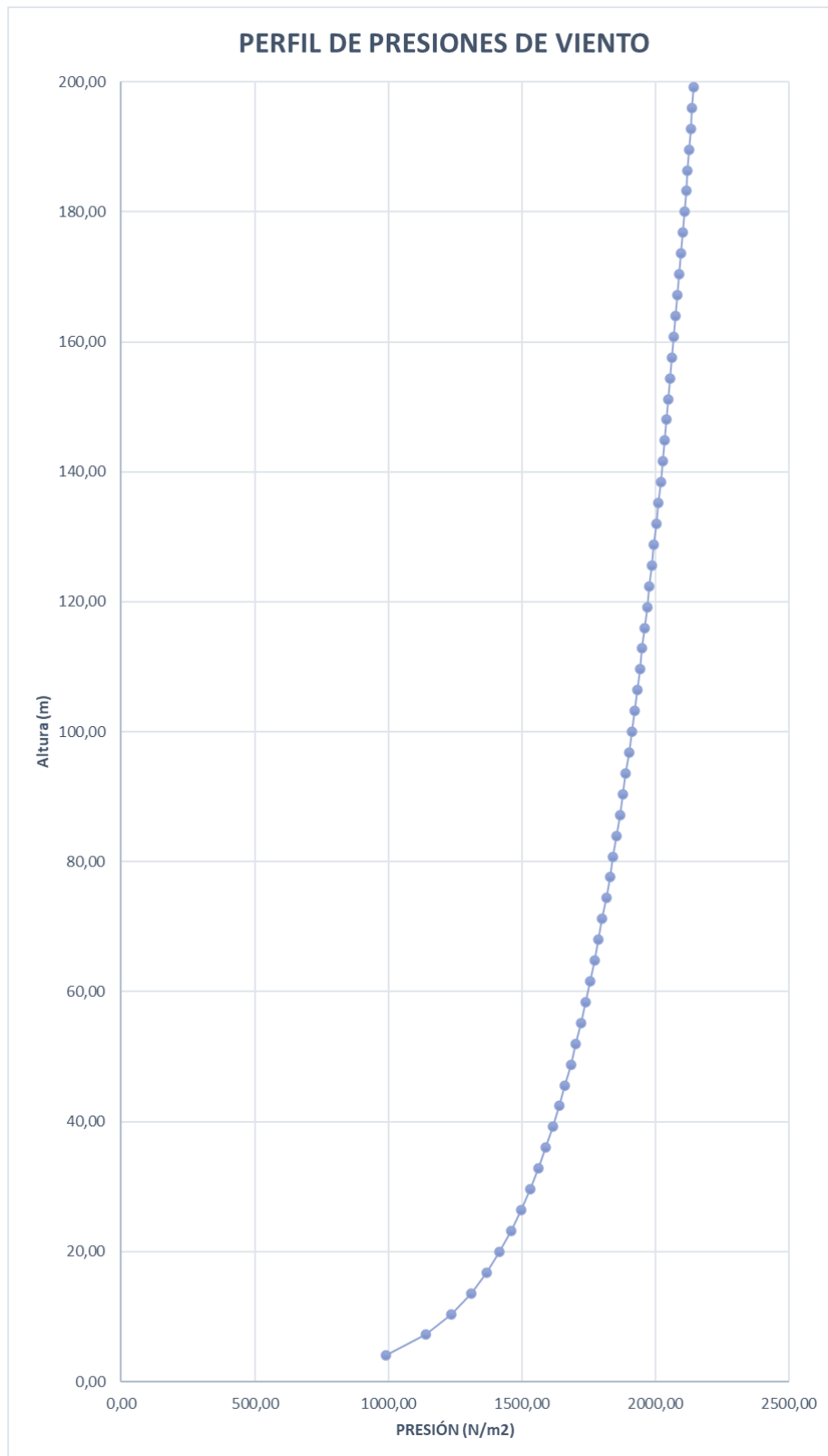
*Tabla 6.1 Datos para cálculo de fuerzas de viento*

<b>CARGA ESTÁTICA EQUIVALENTE DE VIENTO</b>		
<b>Datos de la estructura</b>		
<b>Nro pisos:</b>	60	
<b>Altura primer piso</b>	4	m
<b>Altura piso típico</b>	3,2	m
<b>Altura total</b>	192,8	m
<b>Ancho</b>	45	m
<b>Largo</b>	34	m
<b>Densidad del aire:</b>	1,25	kg/m <sup>3</sup>
<b>Velocidad básica del viento</b>	100	km/h

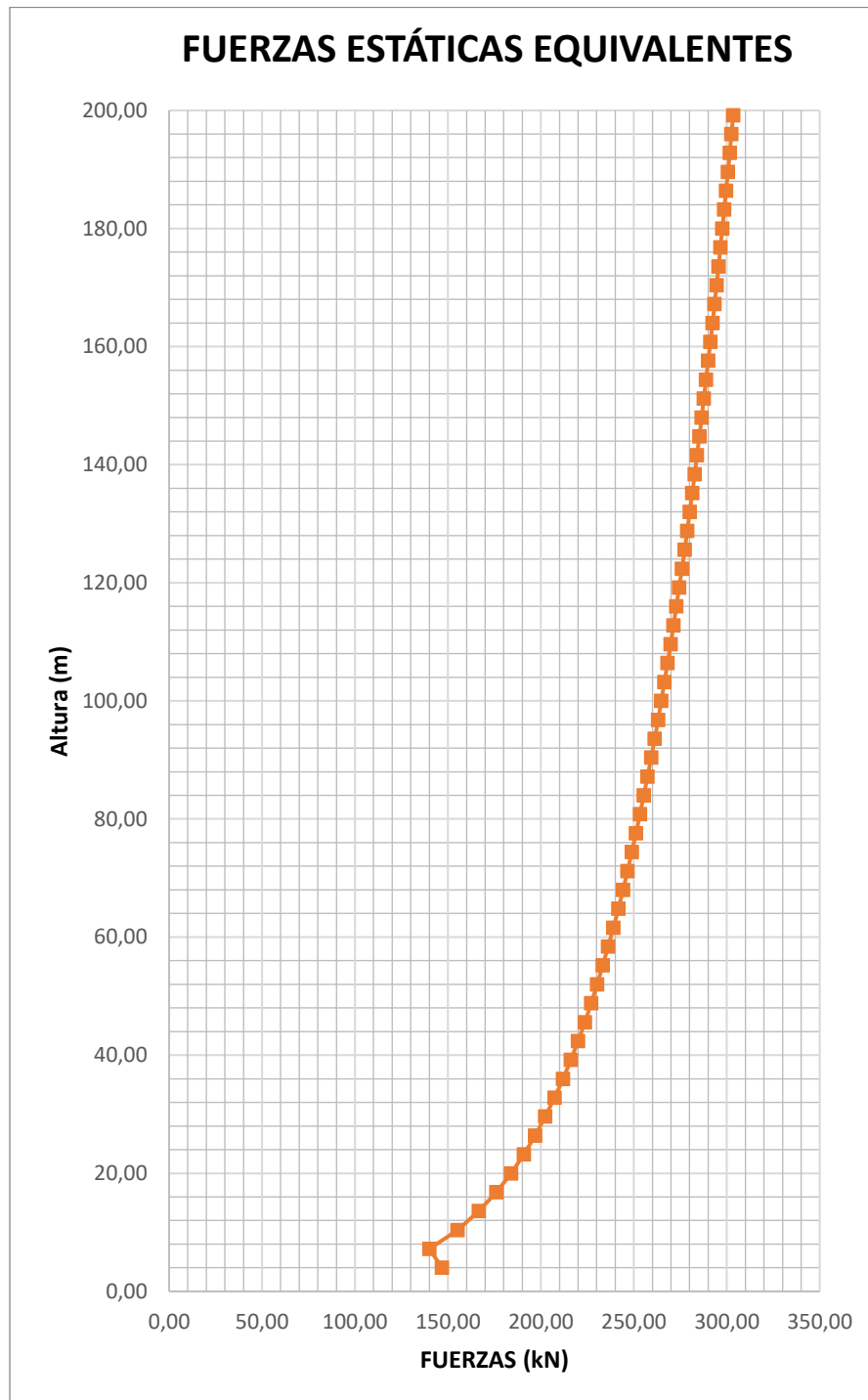
*Tabla 6.2 Coeficiente para cálculo de fuerzas estáticas de viento*

<b>Long Rugosidad</b>		
z0:	0,01	Categoría I
$\alpha$ :	0,4397415	
zmin:	1	
<b>Coeficiente de fuerza</b>		
d/b:	0,7555556	
cf,0:	2,345603	
$\Psi_r$ :	0,5	
$\lambda$ :	6,755	
$\varphi$ :	0,1763485	
$\Psi\lambda$ :	0,94	
cf:	1,1024334	
<b>Turbulencia de viento</b>		
kr:	0,1697562	
cr(z):	1,6749547	
c0(z):	1,05	
vb:	100	Km/h
vb:	27.77	m/s
<b>Desviación estándar</b>		
kl:	1	
$\sigma_v$ :	4,354897	

Los valores de la tabla B-1 del anexo B, se calculan las presiones y fuerzas estáticas equivalentes producidos por el viento, figura 6.1.

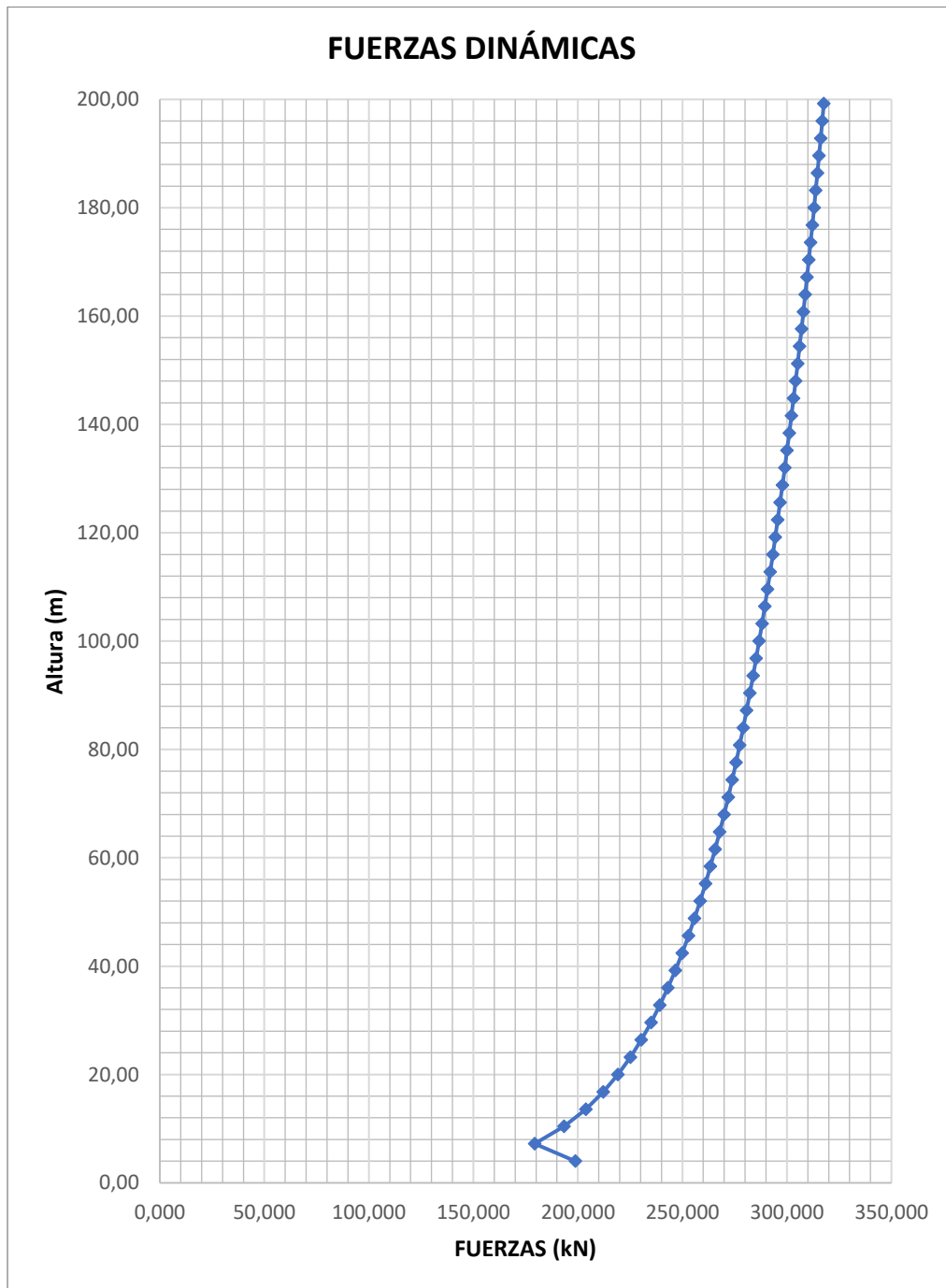


*Figura 6.1 Perfil de presiones sobre la fachada de la estructura.*



*Figura 6.2 Fuerzas estáticas equivalentes vs altura*

De la misma manera se calcula las cargas dinámicas según el apartado 6.1.2, donde la participación de  $C_d$  (coeficiente de carga dinámica), convierte en una carga dinámica representativa (figura 6.3).



*Figura 6.3 Fuerzas dinámicas*

De las figuras 6.2 y 6.3, se tiene que las fuerzas dinámicas son ligeramente mayores a las fuerzas estáticas, sin embargo, ambas fuerzas siguen siendo constantes y son aplicadas como una carga pseudoestática (solo se aplica una vez). Las fuerzas dinámicas determinadas, se introduce en el programa como un patrón de cargas, aplicado a cada diafragma rígido de piso.

## 6.2 Respuesta a viento longitudinal

La respuesta longitudinal del viento puede ser calculado con la ecuación 6.28 (Hallebrand & Jakobsson, 2016).

$$\ddot{x}_{max}(z) = k_p \cdot \sigma_{a,x}(z) \quad (6.28)$$

Donde:

- $k_p$ : es factor pico (máximo), de acuerdo a la ecuación 6.16.
- $\sigma_{a,x}(z)$ : es la desviación estándar para las características de la aceleración de viento longitudinal. De acuerdo a la ecuación 6.2.

$$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot l_v(z_s) \cdot v_{m,s}^2(z_s)}{m_{1,x}} R \cdot K_x \Phi_{1,x}(z) \quad (6.29)$$

Donde:

- $c_f$ : es el coeficiente de fuerza, de acuerdo a la ecuación 6.10.
- $\rho$ : es la densidad del aire.
- $b$ : ancho de la estructura.
- $l_v(z_s)$ : turbulencia de viento de acuerdo a la ecuación 6.2.
- $z_s$ : altura referencial,  $z_s = 0.6h$ .
- $v_{m,x}(z_s)$ : velocidad media característica a la altura  $z_s$ , para periodo de retorno de 5 años de acuerdo a la ecuación 6.32.
- $R$ : es la raíz cuadrada de la respuesta de resonancia, ecuación 6.18.
- $K_x$ : parámetro de amortiguamiento aerodinámico.
- $\Phi_{1,x}(z)$ : modo fundamental de forma para viento longitudinal, ec: 6.30.
- $m_{1,x}$ : masa equivalente del fundamental viento longitudinal.

$$K_x = \frac{(2\zeta + 1) \left\{ (\zeta + 1) \left[ \ln \left( \frac{z_s}{z_0} \right) + 0.5 \right] - 1 \right\}}{(\zeta + 1)^2 \ln \left( \frac{z_s}{z_0} \right)} \quad (6.30)$$

Donde:

- $\zeta$ : es el exponente de modo de forma.
- $z_0$ : longitud de rugosidad.

El modo fundamental de forma es calculado como:

$$\Phi_{1,x}(z) = \left( \frac{z}{h} \right)^\zeta \quad (6.31)$$



Donde:

- $h$ : es la altura total de la estructura
- $\zeta$ : es 1 para estructuras con núcleo central

Las características de la velocidad media para un periodo de retorno reducido de acuerdo a anejo nacional sueco [6], es calculado con:

$$v_{m,x} = 0.75v_{50} \sqrt{1 - 0.2 \ln \left( -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_a} \right) \right)} \quad (6.32)$$

Donde:

- $v_{50}$ : es la velocidad básica del viento
- $T_a$ : número de años

Una vez determinada la aceleración longitudinal, esta deberá ser comparado con el código y/o requisitos máximos de aceleraciones, a fin de establecer cuál es la respuesta de la estructura.

*Tabla 6.3 Aceleración máxima longitudinal*

Respuesta de viento longitudinal		
<b>Ta:</b>	5	años
<b>v50:</b>	30	m/s
<b>vm,s:</b>	25,654	m/s
<b>ζ:</b>	1	Edif. con núcleo
<b>z0:</b>	0,01	
<b>zs:</b>	119,52	
<b>Kx</b>	1,5	
<b>vWD/H:</b>	0,196	0,33333333
<b>σa,x(z)</b>	acel_max(z) [m/s²]	a/g
<b>0,161</b>	0,505	0,05149933
<b>0,159</b>	0,498	0,05080654
<b>0,157</b>	0,491	0,05011179
<b>0,155</b>	0,485	0,04941506
<b>0,152</b>	0,478	0,04871629
<b>0,150</b>	0,471	0,04801546
<b>0,148</b>	0,464	0,04731252

## 6.3 Vibración por viento transversal

### 6.3.1 Aceleración transversal del viento

En general, la carga máxima de viento y la desviación de un edificio se produce en la dirección del viento. Sin embargo, la aceleración máxima a menudo ocurre en dirección contraria al viento. Esto ocurre especialmente cuando el edificio es delgado sobre ambos ejes con una relación de  $\sqrt{\frac{WD}{H}} < 1/3$ , donde  $W$  es el ancho,  $D$  es la profundidad y  $H$  es la altura de la estructura. El Eurocódigo no da ninguna regulación sobre cómo calcular la respuesta a través del viento. Sin embargo, Stafford Smith y Coull en el Código Nacional de Construcción de Canadá (NBCC) dan una sugerencia sobre cómo considerar esto, aunque es muy difícil predecir el resultado. Esto se debe al hecho de que muchos parámetros afectan la respuesta a través del viento. Parámetros como la geometría de los edificios, la densidad, la amortiguación estructural, la turbulencia, el funcionamiento, el rango de frecuencia reducida y la interferencia de los edificios aguas arriba. La mejor manera de determinar la respuesta transversal del viento es a través de pruebas de túnel de viento (Hallebrand & Jakobsson, 2016).

Sin embargo, la aceleración máxima en la parte superior de un edificio se puede predecir con la ecuación 6.33.

$$a_{\omega} = \frac{n_0^2 g_p [WD] 1}{2} \left( \frac{a_r}{p g \sqrt{\beta}} \right) \quad (6.33)$$

$$a_r = 78.5 * 10^{-3} [V_H / (n_0 \sqrt{WD})]^{3.3} \quad (6.34)$$

Donde:

- $a_{\omega}$  es la aceleración máxima en la parte superior de los edificios
- $n_0$  es la frecuencia fundamental estimada
- $g_p$  es el factor pico según la figura 6.4
- $W$  es el ancho del edificio
- $D$  es la profundidad del edificio
- $\rho$  es la densidad media del edificio
- $g$  es la aceleración debida a la gravedad
- $\beta$  es la relación de amortiguación crítica estimada
- $V_H$  es la velocidad media del viento en la parte superior del edificio

$$v = \frac{n_0}{\sqrt{\left(1 + \frac{B}{R}\right)}} \quad (6.35)$$

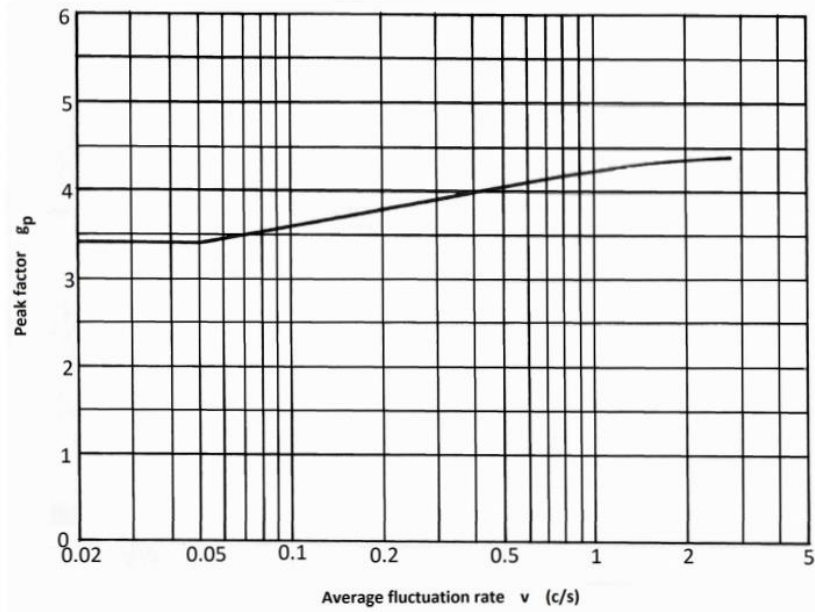


Figura 6.4 Variación del factor pico con el promedio de tasa de fluctuación  $v$  (Hallebrand & Jakobsson, 2016).

Donde:

- $B$  es el factor de fondo según la figura 6.5.
- $R$  es el factor de respuesta de resonancia según la ecuación 6.36

$$R = \frac{SF}{\beta} \quad (6.36)$$

Donde:

- $F$  es la energía de ráfaga según la figura 6.7.

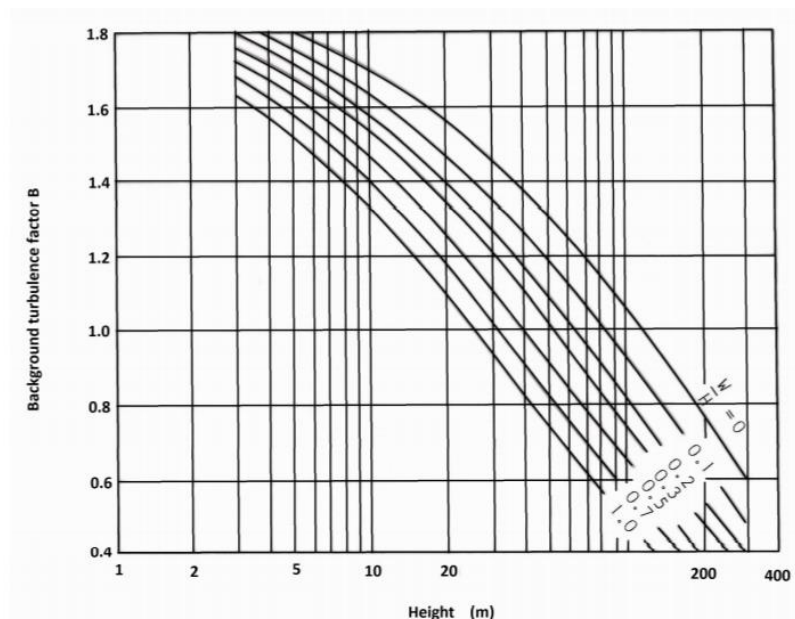


Figura 6.5 Variación de la turbulencia del fondo (Hallebrand & Jakobsson, 2016).

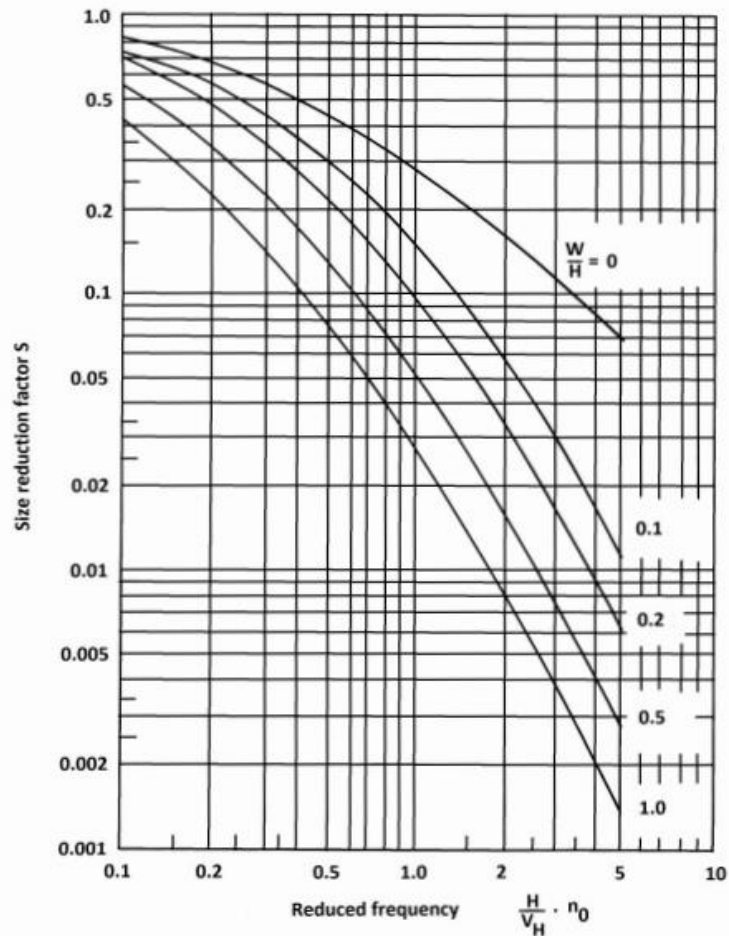


Figura 6.6 Variación de factor de Reducción- Nro de Strouhal (Hallebrand & Jakobsson, 2016).

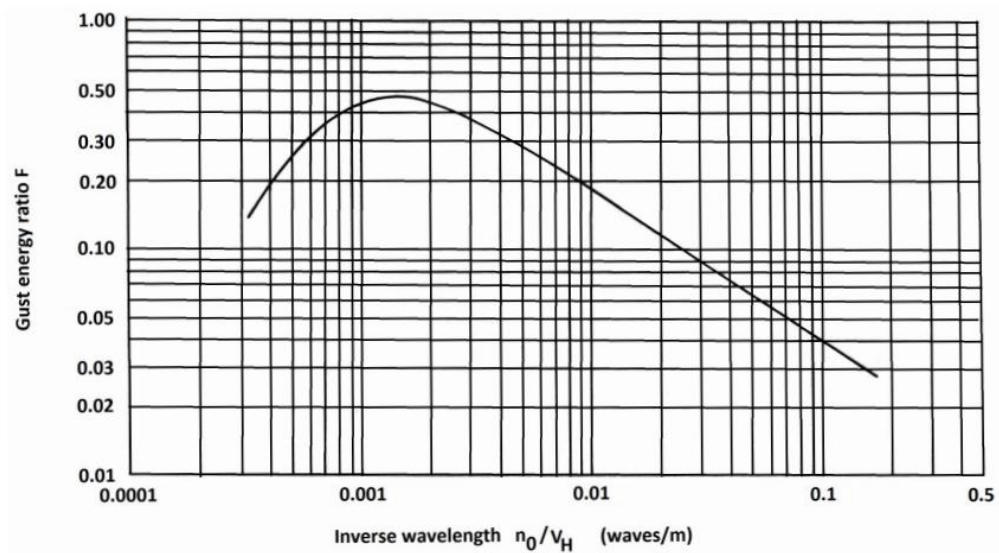


Figura 6.7 Variación de la relación de energía de ráfaga (Hallebrand & Jakobsson, 2016).

Con las ecuaciones 6.33 6.34, y los ábacos, se calcula la aceleración transversal que actúa sobre la estructura, tabla 6.4.

Tabla 6.4 Aceleración transversal

<b>Aceleración transversal.</b>		
<b>ar:</b>	20,440	
<b>aw:</b>	0,125	
<b>VH:</b>	45,267	
<b>n0:</b>	0,21450021	frecuencia
<b>n0/Vh:</b>	0,00473858	
<b>F:</b>	0,28	ratio de energía de ráfaga
<b><math>\beta</math>:</b>	0,05	amortiguamiento crítico
<b>W/H</b>	0,17068273	
<b>B:</b>	0,61	
<b>n0*H/Vh:</b>	0,94392505	
<b>S:</b>	0,13	Nro strouhal
<b>R:</b>	0,728	factor de respuesta de resonancia
<b>v:</b>	0,15822145	
<b>gp:</b>	3,8	
<b>acel_max(z):</b>	0,125	[m/s <sup>2</sup> ]

La aceleración transversal de viento resulta 0.125 m/s<sup>2</sup>. Así mismo, se considera el desprendimiento de vórtices y se calcula la vibración debido a este fenómeno.

### 6.3.2 Vibración inducida por desprendimiento de vórtices

Para estructuras cilíndricas delgadas, los vórtices se desprenden a lo largo de la dirección del viento alternativamente a la izquierda y a la derecha de la sección transversal.

Esto produce fuerzas de salida pulsantes en la dirección transversal del viento. Para estructuras verticales como chimeneas, etc., la línea de vórtice que se desprende verticalmente, es decir, con respecto a la altura, los vórtices siempre se desprenden en el mismo lugar en la sección transversal y el mismo tiempo. Por lo tanto, debido al flujo de aire, la estructura se puede excitar significativamente, especialmente en el modo de flexión. Si la frecuencia de desprendimiento de vórtice  $f_w$  (ec. 6.37), es la misma que la frecuencia natural  $f_e$  de la estructura, entonces se produce la resonancia. Este es el caso de la velocidad crítica del viento  $u_{cr}$  (ec. 6.38) (Backman, Hugo et al., 1994).

$$f_w = \frac{v \cdot S}{d} \quad (6.37)$$

$$u_{cr} = \frac{f_e \cdot d}{S} \quad (6.38)$$

Dado que el proceso ocurre para una estructura que no está en movimiento, uno puede considerar que se trata de una vibración forzada. Pero también puede conducir a un llamado efecto de bloqueo, donde debido al movimiento de la estructura, el desprendimiento de vórtices se

sincroniza con la frecuencia natural de la estructura en cierto rango por debajo y por encima de la velocidad crítica del viento.

Cuando la frecuencia de desprendimiento de vórtices permanece prácticamente constante en la región de sincronización a pesar de los cambios en la velocidad del viento, el resultado es una amplificación considerable de la región de vibración inducida.

La función de amplificación mecánica de banda estrecha sería decisiva para una vibración de fuerza pura en el caso de una estructura débilmente amortiguada ( $A = 0.01$ ). Sin embargo, para una excitación de vórtice crítica con efecto de bloqueo, las amplitudes de respuesta aumentan considerablemente en ambos lados de la velocidad crítica del viento, ampliando efectivamente la función de amplificación. La amplitud de vibración del viento transversal “y” se relaciona mejor con la dimensión “d” del cilindro sometido al flujo de aire. Existen límites para el tamaño de la amplificación de resonancia y estos límites se deben principalmente a la aerodinámica no lineal a una vibración de gran amplitud. El amortiguamiento y la distribución de masa en la estructura juegan un papel importante. Ambos valores están incorporados en el número de Scruton, el llamado parámetro de amortiguación de masa (Backman, Hugo et al., 1994).

$$S_c = \frac{2 \cdot m \cdot \Lambda}{\rho \cdot d^2} \quad (6.39)$$

Donde:

- $m$ : masa por unidad de longitud m [kg/m].
- $\Lambda$ : decremento logarítmico.
- $\rho$ : densidad del aire.
- $d$ : dimensión de la sección transversal.

La relación  $y_0/d$  del viento transversal, con amplitud de vibración  $y_0$ , en la parte superior de la estructura de dimensión  $d$ , puede ser determinado con la siguiente relación dado en el apéndice del DIN 4133.

$$\frac{y_0}{d} = 0.123 * c_L * \left(\frac{1}{S^2}\right) \cdot \left(\frac{1}{S_c}\right) \quad (6.40)$$

Donde:

- $S$ : numero de Strouhal
- $c_L$ : coeficiente de alce aerodinámico
- $S_c$ : número de Scruton

$c_L$  depende del nmero de Reynolds. Si dos formas cilíndricas están ubicadas unas tras otra, incrementa por un factor 1.5 por la relación de distancia entre los ejes de los diámetros  $a/d$ , menor que 15, esta interferencia de galoping puede ser evitado por el uso de conexiones estructurales.

Es interesante notar que la velocidad del viento en la ecuación anterior, solo entra a través de numero de Reynolds en  $c_L$  y la frecuencia natural  $f_e$  no aparece del todo.

Si para propósitos de aproximación, esto es asumido que la estructura vibra armónicamente en la frecuencia fundamental, entonces la máxima velocidad y aceleración debido a la parte dinámica de la fuerza equivalente de viento es:

$$v_{max} = y_{tot} \cdot (2\pi \cdot f_e) \quad (6.41)$$

$$a_{max} = y_{tot} \cdot (2\pi \cdot f_e)^2 \quad (6.42)$$

Donde:

- $y_{tot}$ : es el desplazamiento a flexión en el último nivel, debido a la fuerza W.

*Tabla 6.5 Frecuencia por vibración de vórtices*

<b>Vibración transversal por desprendimiento de vórtices</b>		
<b>Nro Pisos:</b>	62	
<b>Altura primer piso</b>	4	m
<b>Altura piso típico</b>	3,2	m
<b>Altura total</b>	199,2	m
<b>Ancho</b>	45	m
<b>Largo</b>	34	m
<b>T [s]:</b>	4,66	seg.
<b>Fe [Hz]:</b>	0,215	
<b>Densidad del aire:</b>		
	1,25	kg/m3
<b>Vel_50 años</b>	100	km/h
<b>Frecuencia de vibración</b>		
<b>l/d:</b>	0,756	
<b>S:</b>	0,130	Nº Strouhal
<b>v_5 años:</b>	25,654	m/s
<b>d:</b>	45	
<b>fw:</b>	0,074	Hz

En la tabla 6.5, se calcula la frecuencia por desprendimiento de vórtices de viento transversal, siendo este 0.074, y al comparar con la frecuencia natural de la estructura (0.215), estas son diferentes. De la ecuación 6.38, se tiene que la estructura entraría en resonancia para una velocidad critica de:

$$u_{cr} = \frac{f_e \cdot d}{S} = 74.28 \text{ m/s} \quad (6.43)$$

*Tabla 6.6 Aceleración transversal por desprendimiento de vórtices*

<b>Aceleración transversal</b>	
<b>Numero de Scruton</b>	
<b>m</b>	3590,57



<b>A</b>	0,21	
<b>p</b>	1,25	
<b>d</b>	45	
<b>Sc:</b>	588,925	
<b>O':</b>	0,000015	Viscosidad cinemática
<b>Re:</b>	76961485,9	Nº de Reynolds
<b>CL:</b>	0,28	Coefficiente de levante aerodinámico
<b>y/d:</b>	0,00346	
<b>Ytot:</b>	0,1557	m
<b>Aceleración:</b>	0,283	m/s <sup>2</sup>

En la tabla 6.6, se obtiene la aceleración transversal por desprendimiento de vórtices que es: 0.283 m/s<sup>2</sup>, respecto a la aceleración transversal (0.125 m/s<sup>2</sup>), predomina la aceleración por desprendimiento de vórtices. Quedando para evaluar frente a los valores de control de aceleraciones por percepción humana.

## 6.4 Respuesta de percepción humana a vibraciones

La sensibilidad humana a las vibraciones es muy aguda. El cuerpo humano puede sentir vibraciones por amplitudes de desplazamientos tan bajo como 0.001 mm, mientras que las puntas de los dedos son 20 veces más sensibles que esto. (Backman, Hugo et al., 1994). Sin embargo, la reacción a las vibraciones depende mucho de las circunstancias. Por ejemplo, la incomodidad es diferente al sentarse en el escritorio de una oficina que conducir un automóvil. La actitud personal también es importante. la sensibilidad dependerá de la dedicación personal a la tarea y la aclimatación. Los parámetros que afectan la sensibilidad humana son los siguientes:

- posición (de pie, sentado, acostado)
- dirección de incidencia con respecto a la columna vertebral
- actividad personal (descansar, caminar, correr)
- compartir la experiencia con otros
- edad y sexo
- frecuencia de ocurrencia y hora del día
- El carácter de las vibraciones decae

La intensidad de percepción depende de los siguientes factores

- desplazamiento, velocidad y amplitud de aceleración
- duración de exposición
- frecuencia de vibración

### 6.4.1 Norma ISO 10137

En el anexo D de esta norma podemos encontrar una guía para evaluar la respuesta humana al movimiento inducido por el viento en edificios. Esta norma realiza este estudio mediante la

aceleración pico la cual es calculada mediante la (ISO 4354, 2009) que trata sobre la acción del viento en las estructuras, se puede notar que las curvas de percepción al movimiento dependen de la frecuencia natural como se puede observar en la figura 6.8 (ISO 10137, 2007).

Para evaluar la aceleración pico que obtenemos con la norma ISO4354 nos proponen dos curvas de percepción al movimiento, que fueron calculadas con un periodo de retorno de un año para traslación horizontal en sentido X - Y en el edificio. En la figura 6.8 podemos ver que en el eje de las ordenadas se encuentran las aceleraciones en  $m/s^2$  y en el eje de las abscisas la frecuencia natural en Hz, donde cabe resaltar que para frecuencias menores a 1 Hz la aceleración se incrementa, pero para un rango de 1 a 2 Hz se mantiene y vuelve a incrementar en 2 Hz. La curva denotada por el número uno es para oficinas mientras que la denotada por el número dos es para departamentos.

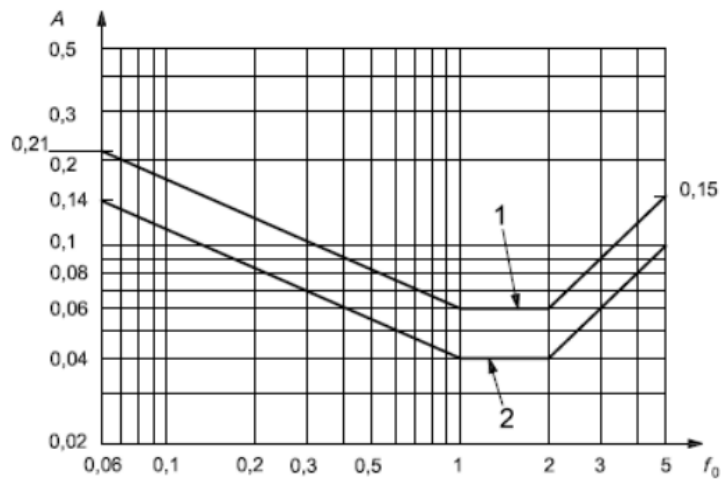


Figura 6.8 Curvas de percepción humana al movimiento, ISO 10137.

En la tabla 6.7 se presenta otra manera de realizar el control de valores tolerables de aceleraciones, el cual mide el nivel de percepción con los límites de aceleración máxima.

Tabla 6.7 Valores de aceleración, tolerables por viento.

PERCEPCIÓN	LIMITES DE ACELERACIÓN
<b>Imperceptible</b>	$\alpha < 0.005g$
<b>Perceptible</b>	$0.005g < \alpha < 0.015g$
<b>Molestoso</b>	$0.015g < \alpha < 0.05g$
<b>Muy molestoso</b>	$0.05g < \alpha < 0.15g$
<b>Intolerable</b>	$\alpha > 0.15g$

(Backman, Hugo et al., 1994).

## 7. DISEÑO DE AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA

La necesidad de control de movimiento para cumplir con los requisitos de servicio ha llevado al desarrollo de varios métodos y dispositivos de disipación de energía que se usan comúnmente en el diseño contemporáneo. Los dispositivos de amortiguación son pasivos, que no requieren entrada de energía adicional.

En el capítulo 3, se revisó los métodos de cálculo de los parámetros del AMS. En el presente trabajo, se incorpora un AMS tipo péndulo en los niveles 59, 60 y 61, el cual tendrá la finalidad de reducir aceleraciones provocadas por el viento, además de influir en el comportamiento sísmico dinámico de la estructura.

### 7.1 Desempeño del AMS tipo péndulo

El deseo es demostrar el desempeño del AMSP debido a cambios en la masa del péndulo, la amortiguación del péndulo y la frecuencia sintonizada del AMSP. Para evaluar estos cambios, la solución se expresará en términos de la relación de amortiguamiento de la estructura y del AMSP, la relación de masa, las relaciones de frecuencia de excitación y la relación de frecuencia sintonizada. Las expresiones para estas variables se representan en la tabla 7.1.

*Tabla 7.1 Expresiones para modelo PTMD*

$\bar{m}$	$\frac{m}{M}$	Relación de masa
$\omega$	$\sqrt{\frac{k}{M}}$	Frecuencia natural de la estructura
$\xi$	$\frac{b}{2\omega M}$	Relación de la amortiguación de la estructura
$\omega_d$	$\sqrt{\frac{g}{L}}$	Frecuencia natural de PTMD
$\xi_d$	$\frac{\frac{c}{L} + dL}{2\omega_d mL}$	Relación de Amortiguación de PTMD
$\alpha$	$\frac{\Omega}{\omega}$	Relación de frecuencia de excitación estructural
$\beta$	$\frac{\omega_d}{\omega}$	Relación de frecuencia sintonizada

Las ecuaciones de movimiento linealizadas expresadas en términos de los desplazamientos horizontales de la estructura y las masas de péndulo se muestran en la ecuación. 7.1 y 7.2. Al expresar el movimiento de la masa del péndulo en términos de su desplazamiento horizontal en lugar de su desplazamiento rotacional, el sistema se convierte en un sistema AMS traslacional equivalente, como se ilustra en la figura 7.1. Esta representación es beneficiosa ya que las

restricciones espaciales generalmente se describen en términos de dimensiones horizontales y verticales.

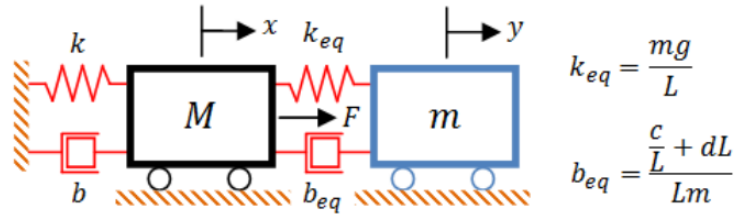


Figura 7.1 Sistema equivalente traslacional del TMD (Lourenco, 2011).

$$\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + \omega^2x = 2\bar{m}\xi_d\omega_d\dot{y} + \bar{m}\omega_d^2y - \frac{1}{M}F \quad (7.1)$$

$$\ddot{y} + 2(1 + \bar{m})\xi_d\omega_d\dot{y} + (1 + \bar{m})\omega_d^2y = 2\xi\omega\dot{x} + \omega^2x + \frac{1}{M}F \quad (7.2)$$

Donde:

$$y = L\theta, \quad \dot{y} = L\dot{\theta}, \quad \ddot{y} = L\ddot{\theta} \quad (7.3)$$

La solución al sistema linealizado expresado en ecuaciones 7.1 y 7.2 puede representarse como una suma de soluciones homogéneas y no homogéneas. La solución homogénea, o la respuesta transitoria, se extingue después de un tiempo finito a una velocidad que depende de la amortiguación interna del sistema. La solución no homogénea, o la respuesta de estado estable, persiste mientras se proporcione la excitación de entrada al sistema. Para sistemas controlados pasivamente, la solución homogénea generalmente se ignora ya que el sistema es incapaz de controlar la respuesta transitoria (Tedesco et al., 1999).

Además, en el análisis de vibraciones, los ingenieros están generalmente interesados en la respuesta de estado estable de la estructura. Por lo tanto, la solución homogénea será ignorada. La fuerza de excitación se considera periódica con una frecuencia  $\Omega$  y amplitud  $F_0$  (ecuación 7.4). Se supone que la solución para el sistema linealizado está en la forma dada por la ecuación 7.5 y 7.6. Se determina sustituyendo la respuesta supuesta para las variables de estado respectivas en las ecuaciones de movimiento y determinando algebraicamente los coeficientes desconocidos. La solución de forma cerrada para el desplazamiento horizontal de la masa de la estructura SDOF y la masa del péndulo está dada por la ecuación 7.7. Las amplitudes de desplazamiento son función de los factores de amplificación de desplazamiento, X e Y, que son función de los parámetros controlables de AMSP. Además, los ángulos de fase y, entre la excitación de entrada y el desplazamiento horizontal de la estructura y la masa del péndulo, también son función de los parámetros controlables de AMSP.

$$F(t) = F_0 e^{i\Omega t} \quad (7.4)$$

$$x(t) = A \cdot \cos(\Omega t) + B \cdot \sin(\Omega t) = X_0 e^{i(\Omega t + \delta_1 - \delta_2)} \quad (7.5)$$

$$y(t) = C \cdot \cos(\Omega t) + D \cdot \sin(\Omega t) = X_0 e^{i(\Omega t - \delta_2)} \quad (7.6)$$

$$x(t) = \frac{F_0}{k} X e^{i(\Omega t + \delta_1 - \delta_2)} \quad , \quad y(t) = \frac{F_0}{k} Y e^{i(\Omega t - \delta_2)} \quad (7.7)$$

Donde:

$$\delta_1 = \tan^{-1} \left( \frac{2\xi_d \beta \alpha}{-(\beta^2 - \alpha^2)} \right) \quad (7.8)$$

$$\delta_2 = \tan^{-1} \left( \frac{2 \left( \xi \alpha (\beta^2 - \alpha^2) + \xi_d \beta \alpha (1 - \alpha^2 (1 + \bar{m})) \right)}{-\beta^2 \alpha^2 \bar{m} + (1 - \alpha^2)(\beta^2 - \alpha^2) - 4\xi \xi_d \beta \alpha^2} \right) \quad (7.9)$$

$$X = \frac{\sqrt{(\beta^2 - \alpha^2)^2 + (2\xi_d \beta \alpha)^2}}{\sqrt{(-\beta^2 \alpha^2 \bar{m} + (1 - \alpha^2)(\beta^2 - \alpha^2) - 4\xi \xi_d \beta \alpha^2)^2 + 4 \left( \xi \alpha (\beta^2 - \alpha^2) + \xi_d \beta \alpha (1 - \alpha^2 (1 + \bar{m})) \right)^2}} \quad (7.10)$$

$$Y = \frac{\alpha^2}{\sqrt{(-\beta^2 \alpha^2 \bar{m} + (1 - \alpha^2)(\beta^2 - \alpha^2) - 4\xi \xi_d \beta \alpha^2)^2 + 4 \left( \xi \alpha (\beta^2 - \alpha^2) + \xi_d \beta \alpha (1 - \alpha^2 (1 + \bar{m})) \right)^2}} \quad (7.11)$$

## 7.2 Cálculo de los parámetros óptimos del sistema de AMS tipo péndulo

Los parámetros del AMS tipo péndulo tabla 7.1, son calculados para la estructura propuesta.

Para realizar el cálculo de los parámetros óptimos del dispositivo AMS tipo péndulo, se realiza un script en (Matlab, 2017). Donde a través de la variación de relación de amortiguamientos, relación de masas y frecuencias, se pretende buscar los valores óptimos tal que tengan una amplificación mínima y el comportamiento sea adecuado.

Se realiza un modelo representativo de la estructura a un sistema SDOF, al cual se le asigna masa, rigidez y amortiguamiento, calibrados del modelo estructural 3D. Siguiendo el modelo estudiado en (7.1), se plantea un amortiguador de masa sintonizada tipo péndulo acoplado al sistema. Para finalmente evaluar el comportamiento bajo una carga exponencial constante y encontrar los parámetros óptimos del AMS.

### 7.2.1 Factores de amplificación

Para determinar los parámetros óptimos del AMS, se evalúa la variación para distintos relación de amortiguamiento.

En la figura 7.2, se grafican para varias relaciones de masa,  $m/M$ , graficando en el eje de las abscisas el incremento de la relación de amortiguamiento del AMS  $\xi_d$ , de (0-25%), y en el eje

de las ordenadas la variación del factor de amplificación por desplazamiento. Dado la envergadura del proyecto en cuando a su participación de masa, se evalúan las relaciones de masa para  $m/M$ : [0.2%, 0.38%, 0.5%, 1%, 5%], Se observa que mientras mayor es la relación de masas, el factor de amplificación de desplazamiento es menor. Si se plantea una masa de 400 Ton para el péndulo, esta corresponde al 0.38% de la participación de masa de la estructura en el primer modo fundamental, y es evaluado como se muestra en la figura 7.2.

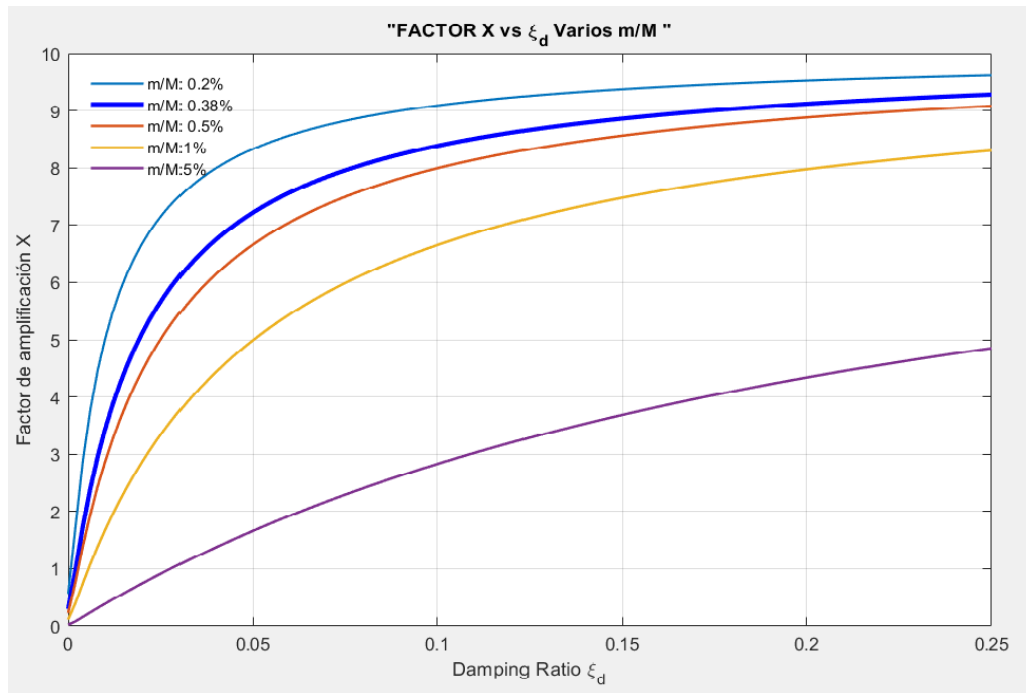


Figura 7.2 Factor de reducción para  $m/M$  óptimo.

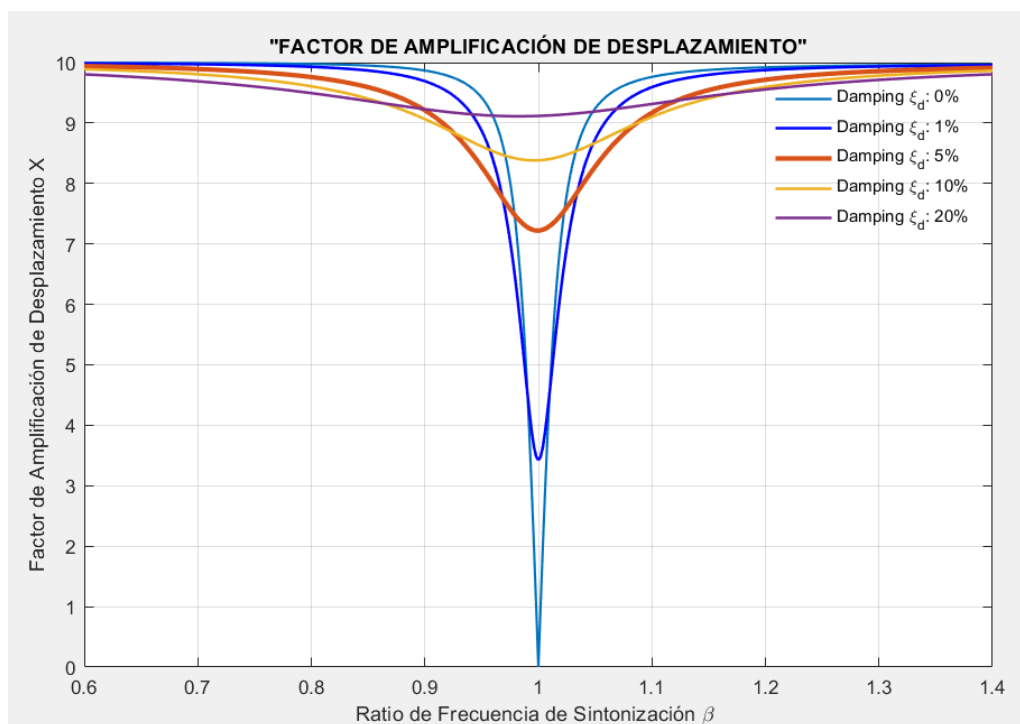


Figura 7.3 Factor de reducción para Amortiguamiento óptimo

Además, en la figura 7.2 se puede observar que el amortiguamiento  $\xi_d$  es relativo por lo que es conveniente evaluar. En la figura 7.3, se grafica la variación del factor de amplificación para distintos amortiguamientos  $\xi_d$ . Para una variación de la relación de frecuencia de sintonización ( $\beta$ ) se puede observar que mientras mayor es el amortiguamiento  $\xi_d$ , el factor de amplificación  $X$ , es más pequeño, sin embargo, cuando la relación de frecuencias  $\beta$  es distinto a 1, el amortiguamiento  $\xi_d$  presenta otros comportamientos figura 7.4.

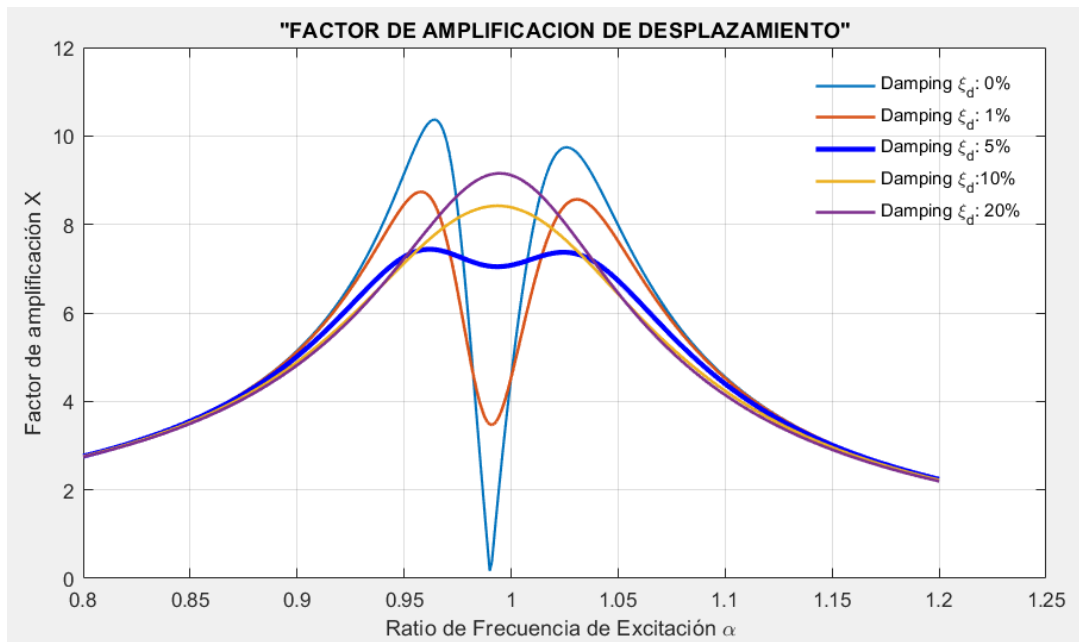


Figura 7.4 Factor de reducción para  $E_d$  optimo

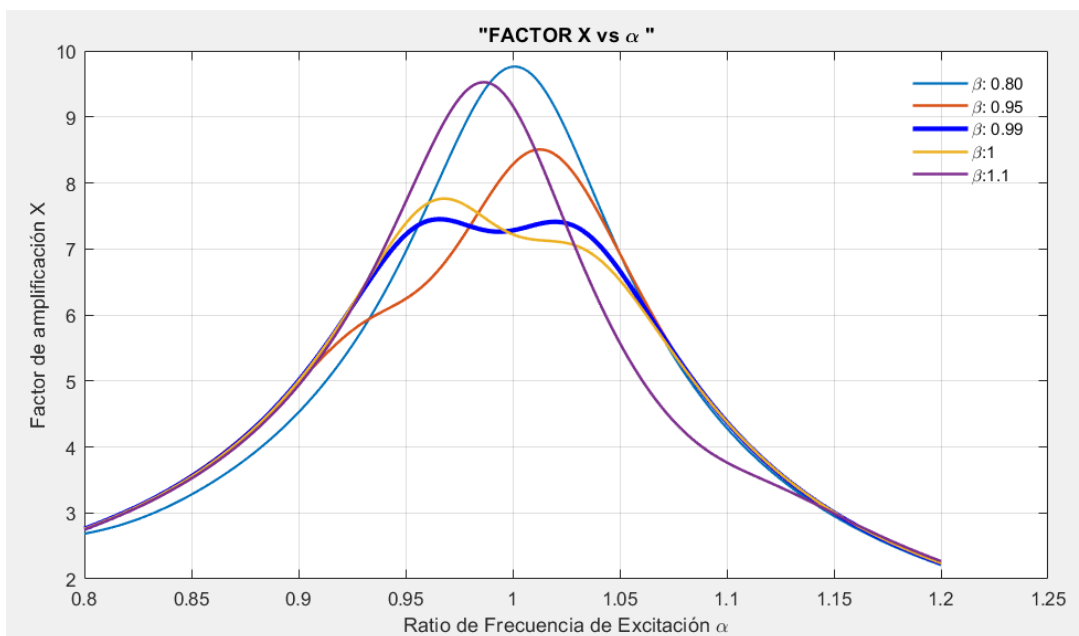


Figura 7.5 Factor de Reducción para  $B$  optimo.



En la figura 7.5, se visualiza que para un amortiguamiento de 5%, el factor de amplificación es pequeño y uniforme, siendo este el valor óptimo para el diseño del AMS. Finalmente, se realiza el balance de del factor de amplificación para distintos valores de  $\beta$ , el cual sintoniza las frecuencias del AMS y la estructura, evaluando y resultando que el parámetro óptimo para un factor de amplificación es  $\beta = 0.99$ , línea azul.

Con los datos evaluados en los cálculos de los parámetros, se tiene el siguiente resumen, como resultados se tiene la tabla 7.2, además con la ecuación 7.12 se obtiene los parámetros del AMS.

$$\beta = \frac{\omega_d}{\omega} \text{ y } \omega_d = \sqrt{g/L} \rightarrow L = \frac{g}{\omega_d^2} \text{ con } \omega_d = \omega \cdot \beta \quad (7.12)$$

Tabla 7.2 Propiedades del AMS

<b>B:</b>	0,99
<b><math>\xi_d</math>:</b>	0,05
<b>m1:</b>	0,004
<b><math>\omega_1</math>:</b>	1,348 rad/s
<b><math>\omega_d</math>:</b>	1,334 rad/s
<b>L:</b>	5,508 m
<b>m:</b>	400 Ton
<b>kd:</b>	712,108 kN/m

Una vez determinado los parámetros, se procede a evaluar el porcentaje de reducción de respuesta, figura 7.6, donde se comparan la aceleración del sistema con AMS (línea roja) versus sin AMS (línea azul).

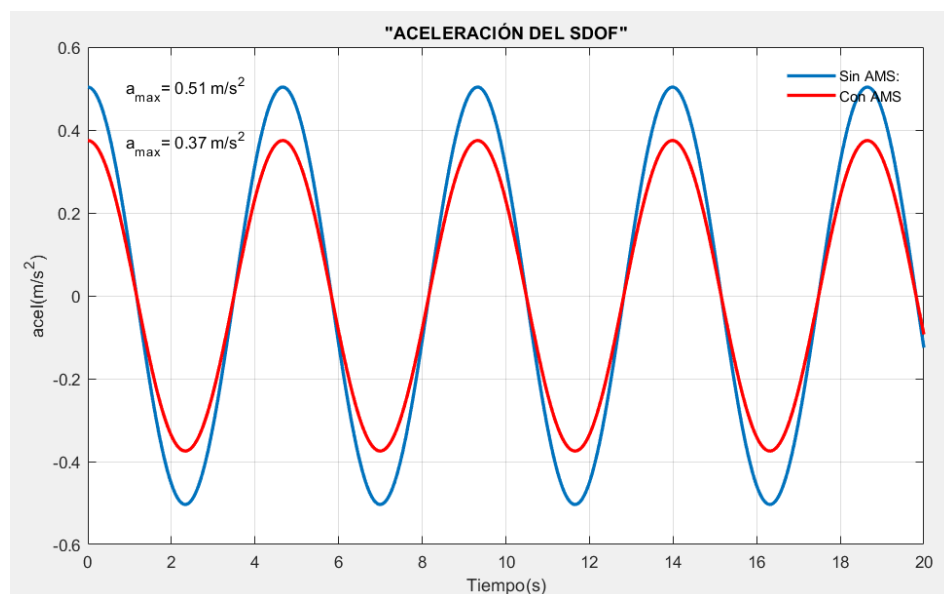


Figura 7.6 SDOF con AMS y sin AMS (Matlab, 2017).

### 7.2.1 Modelo de la estructura principal.

Las características de la estructura principal corresponden a un edificio de 62 niveles, el cual es modelado en el programa Etabs v18, el dispositivo AMS se representa como un elemento Link tipo péndulo, con una longitud y rigidez correspondiente. Por un lado, se fija en una viga de acero HEA700 y por el otro lado se suspende y se asigna una masa puntual (tabla 7.2) como se muestra en la figura 7.12.

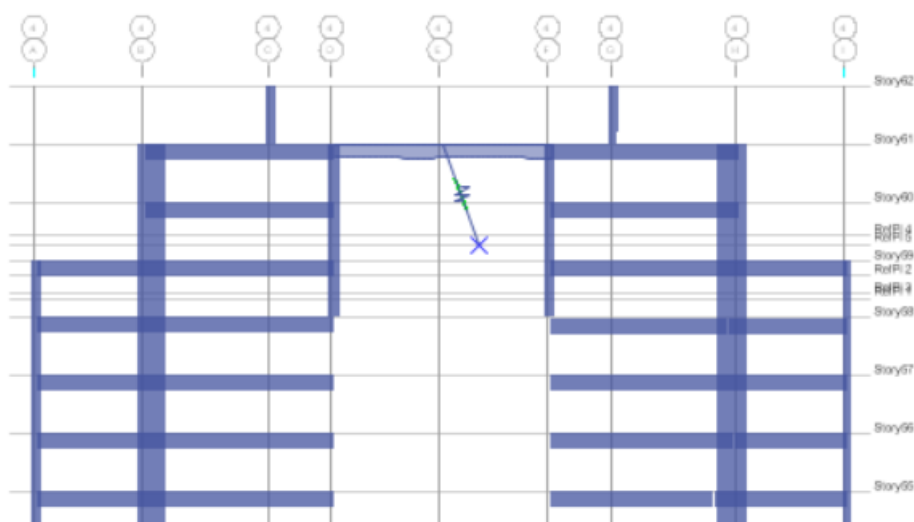


Figura 7.7 Esquema del AMS en el modelo (Etabs, 2018).

Cuando la masa (400 ton) es añadida, la estructura sufre un cambio ligero en el periodo fundamental, siendo este:

Tabla 7.3 Periodos de los primeros modos de la estructura con AMS.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
Modal	1	4,858	0,3949	0	0
Modal	2	4,795	0	0,3046	0
Modal	3	4,43	0,2745	0	0
Modal	4	4,369	0	0,3552	0
Modal	5	2,293	0	3,069E-06	0
Modal	6	1,266	0,1565	0	0
Modal	7	1,171	0	0,1657	0
Modal	8	0,774	0	8,395E-07	0
Modal	9	0,578	0,0622	0	0

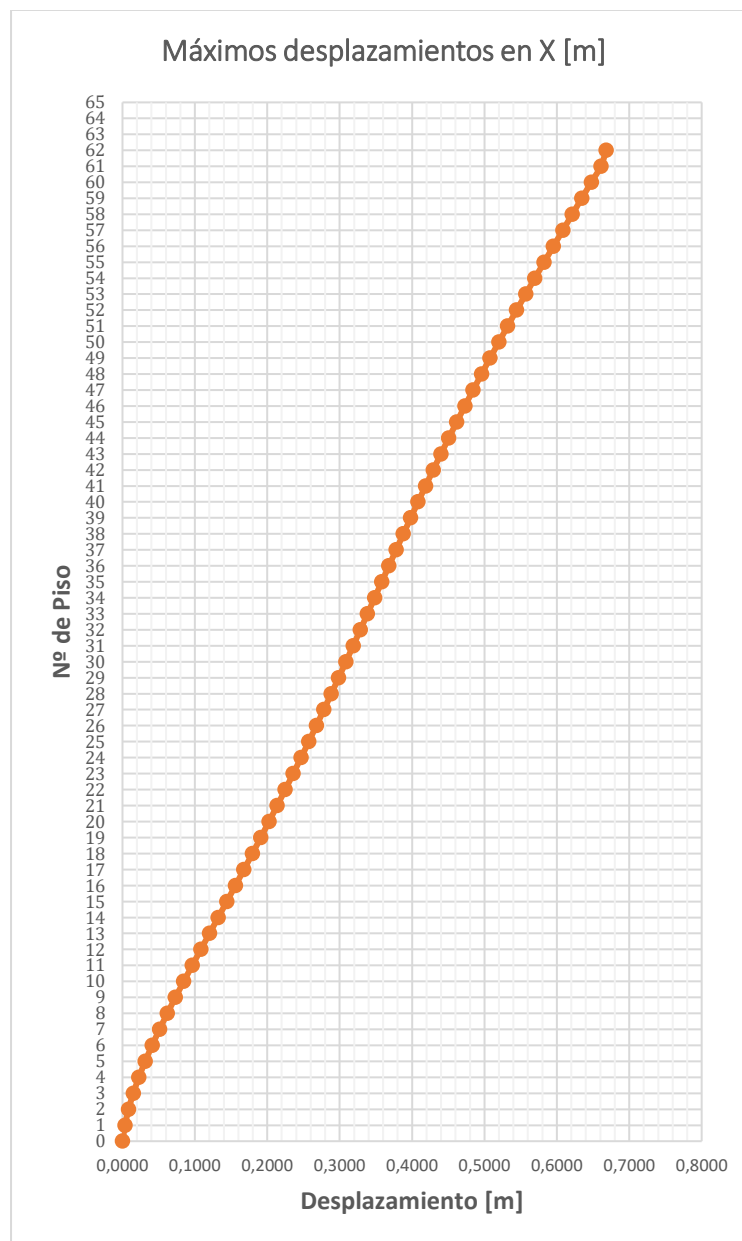
(Etabs, 2018)

## 8. RESULTADOS

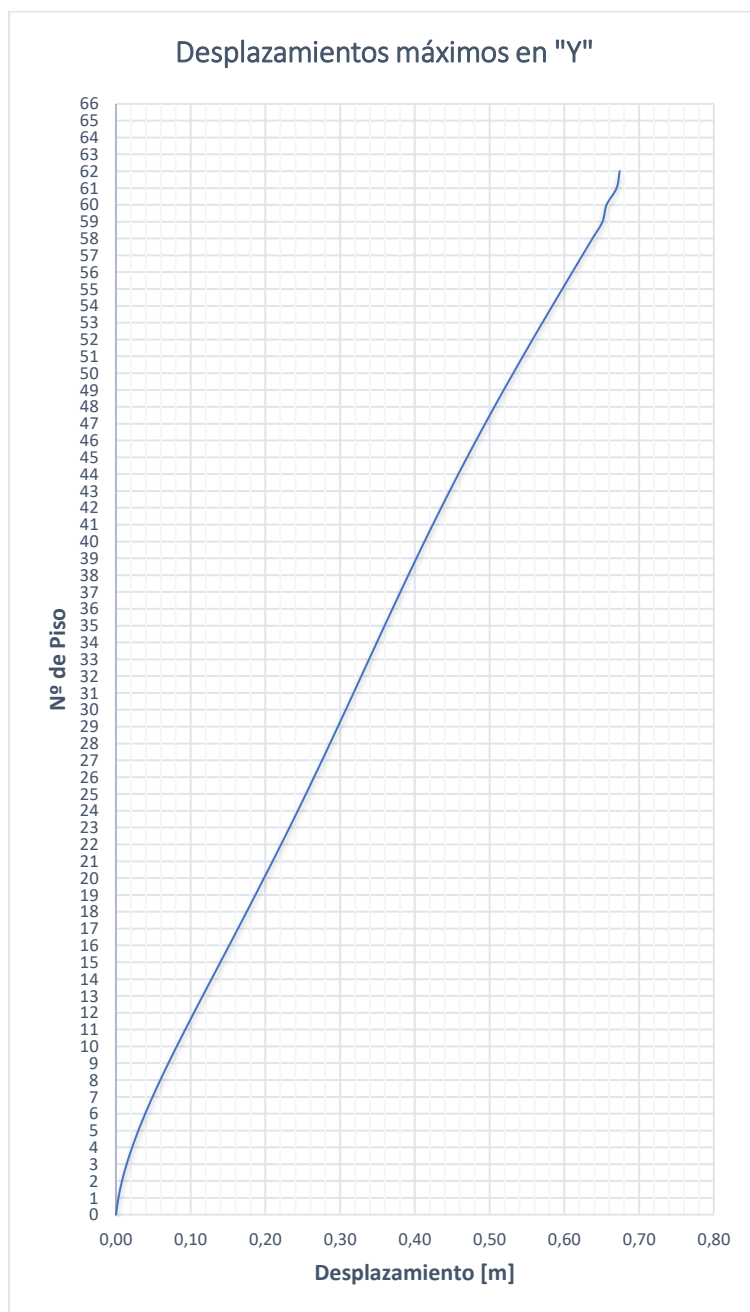
En el presente capítulo se presenta los resultados de los análisis del comportamiento de la estructura, donde se tiene situaciones de análisis modal espectral, análisis tiempo historia, análisis dinámico de viento, péndulo de masa sintonizada frente a viento, y la incidencia del AMS frente al respuesta sísmica.

### 8.1 Análisis modal espectral

Se desarrollo el análisis modal espectral, de acuerdo al capítulo 5. En este caso la estructura esta sin el dispositivo de AMS, el cual presenta los siguientes resultados frente al espectro de diseño.



*Figura 8.1 Máximos desplazamientos en "X".*



*Figura 8.2 Máximos desplazamientos en "Y".*

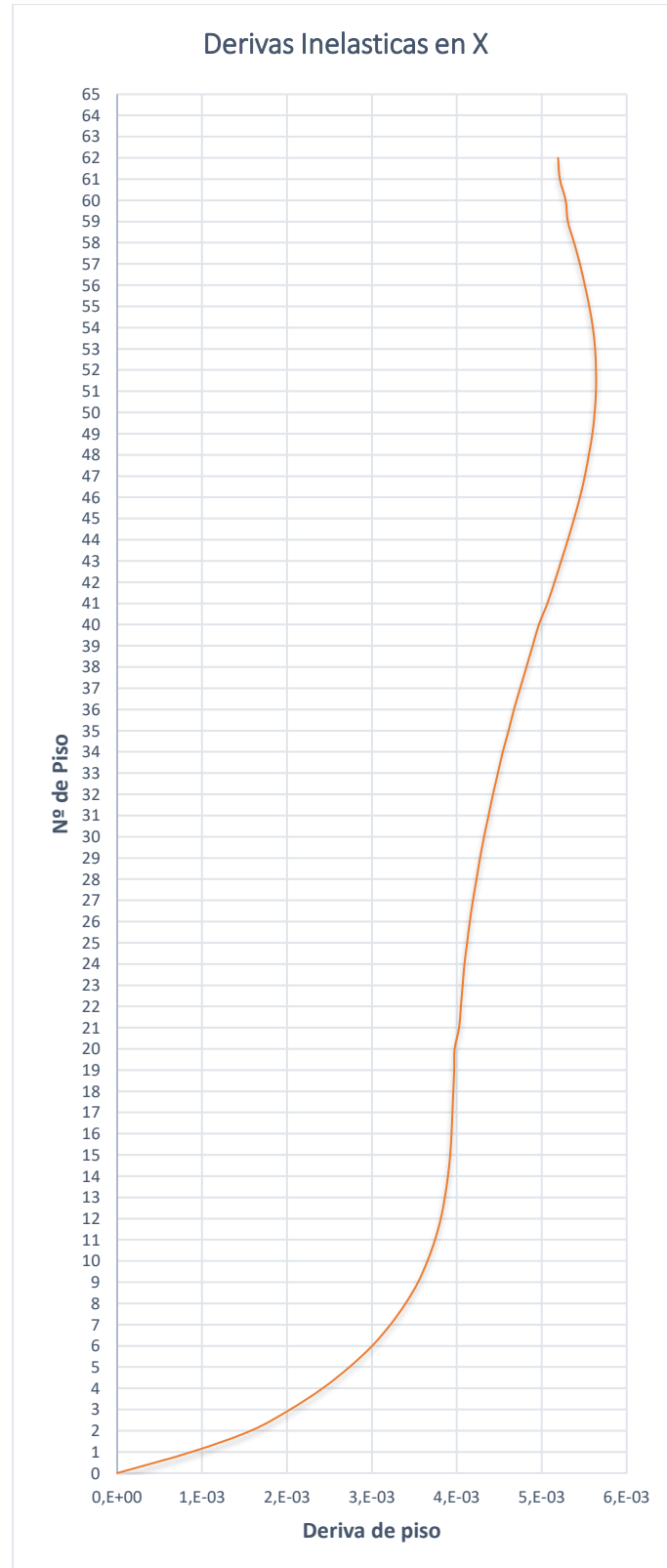
De las figuras 8.1 y 8.2, se puede ver que el comportamiento de la estructura es cercanamente lineal, teniendo desplazamientos máximos en los últimos niveles. El criterio para calcular los desplazamientos se estipula en la norma E-030 del RNE, donde después de obtener los desplazamientos elásticos, estos se multiplican por un factor de  $0.75R$  en estructuras regulares (caso de la estructura).

Los desplazamientos máximos obtenidos del análisis modal espectral son:

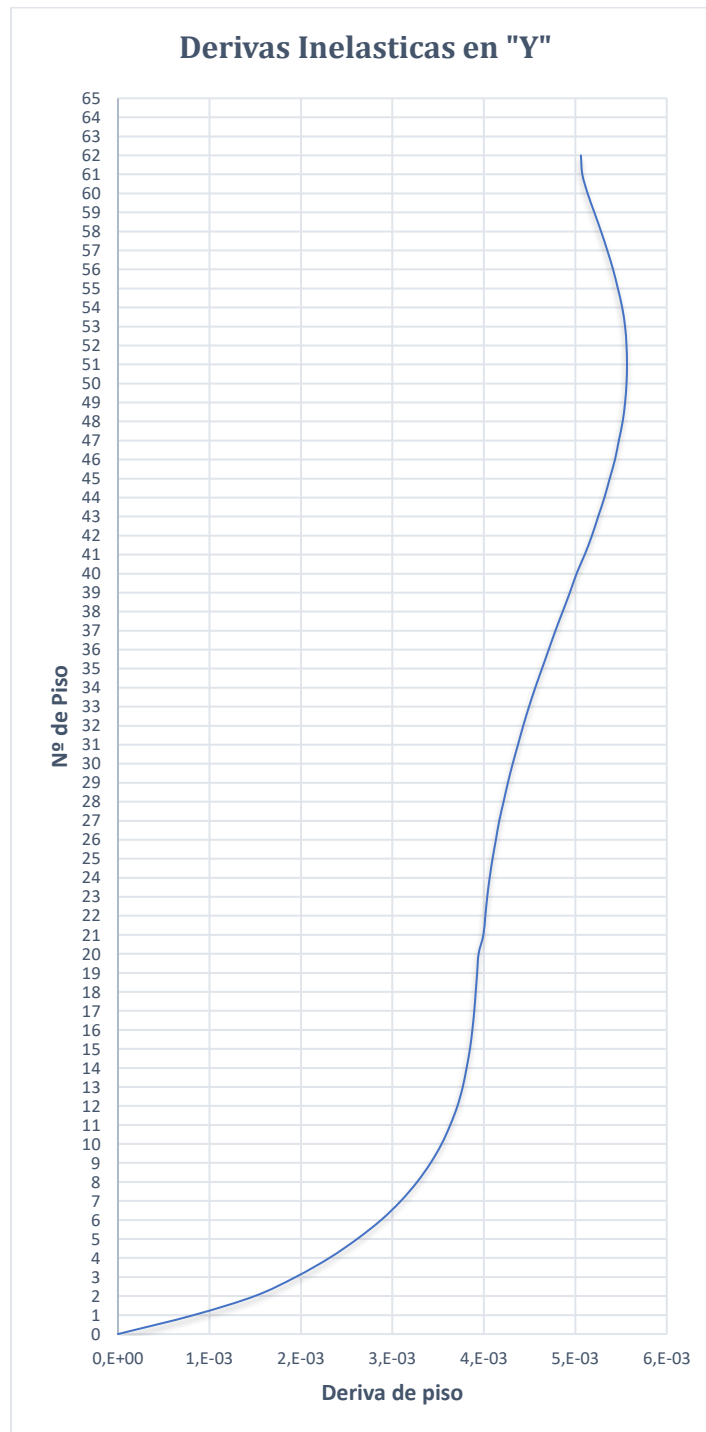
- Desplazamiento máximo en dirección "x": 66.82 cm.
- Desplazamiento máximo en dirección "y": 67.41 cm.

### 8.1.1 Control de derivas

Se obtiene las derivas de piso de la estructura frente al análisis modal espectral.



*Figura 8.3 Deriva de piso en dirección X.*

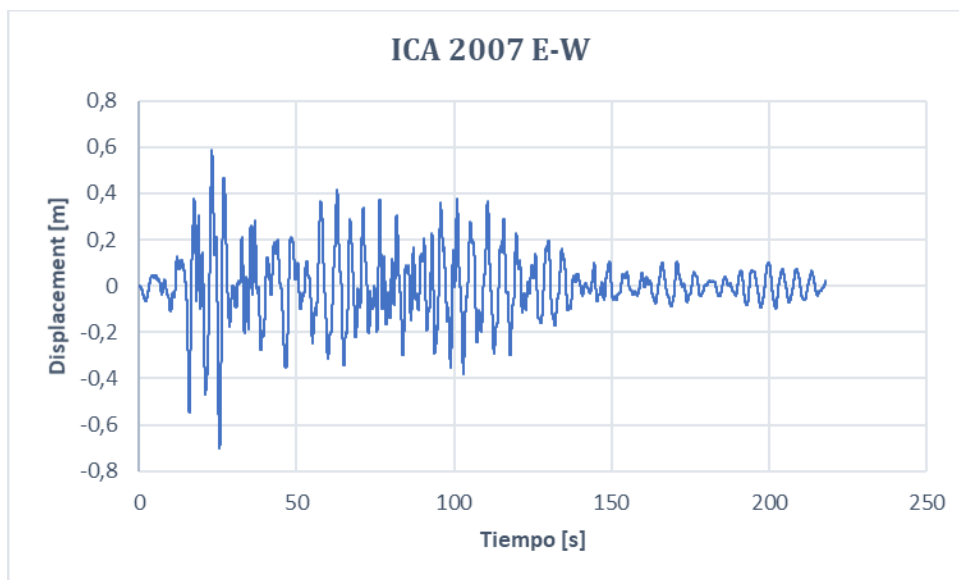


*Figura 8.4 Derivas de piso en dirección Y.*

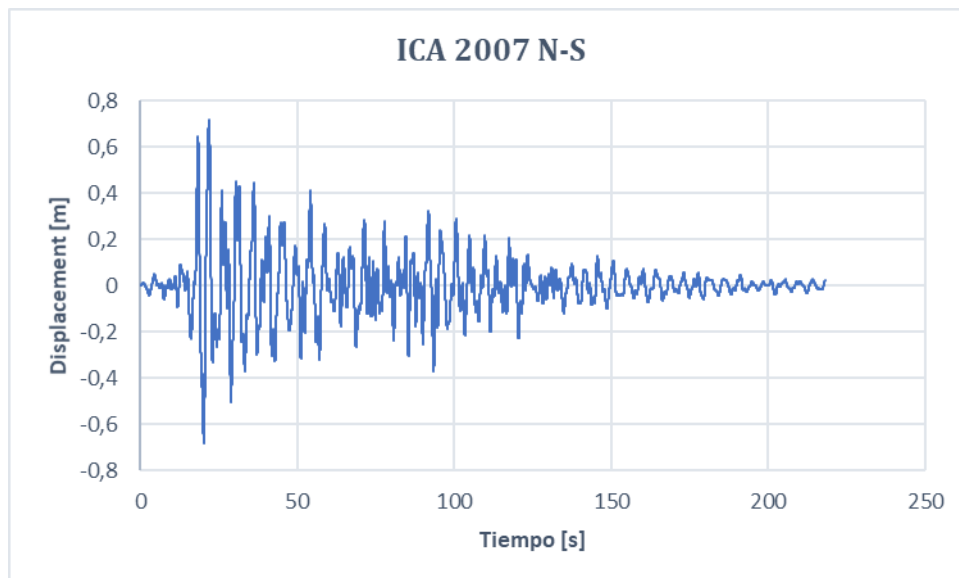
En las figuras 8.3 y 8.4, se muestran las derivas o distorsión de piso. Es importante calcular las derivas ya que es el parámetro que controla la estabilidad de la estructura. En la norma E-030 del RNE, estipula que la deriva máxima que deberá cumplir una estructura de hormigón armado es de 0.007 o 7‰. Del análisis se tiene que la deriva máxima de piso es  $\text{drif}_x$ : 5.639‰ en dirección "x" que ocurre en los pisos 51 y 52, y  $\text{drif}_y$ : 5.565‰ en dirección "y" que ocurre en el piso 51. Se deduce entonces que las derivas máximas están por debajo de los límites máximos permitidos.

## 8.2 Análisis tiempo historia

Se realizó el análisis tiempo historia lineal en la estructura, se utilizaron los registros sísmicos escalados del capítulo 5, donde se obtuvieron los registros de los desplazamientos en el tiempo para cada uno de los acelerogramas, como se muestran en las siguientes figuras.



*Figura 8.5 Desplazamientos sismo ICA, E-O*

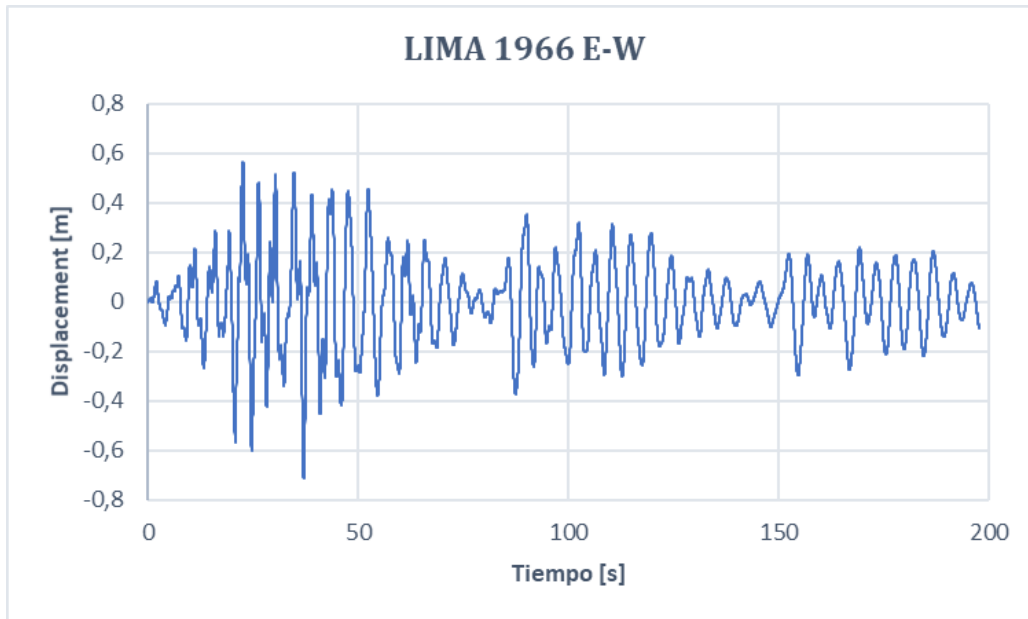


*Figura 8.6 Desplazamientos sismo ICA, N-S.*

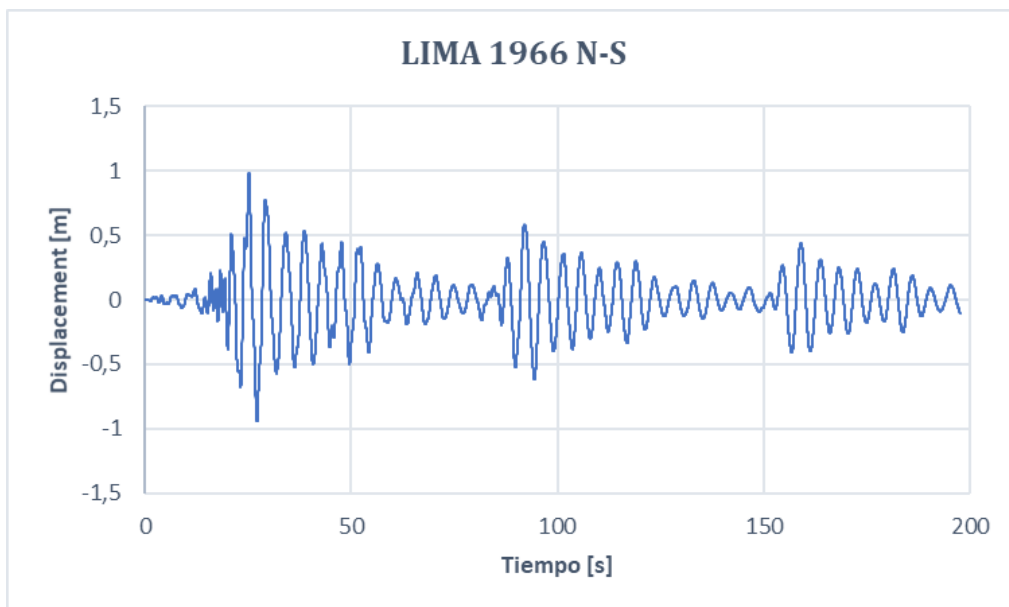
Las figuras 8.5 y 8.6, son los registros de los desplazamientos en un punto de control en el último nivel de la estructura, en la dirección este-oeste (E-W), y dirección norte sur (N-S), registrándose como valores máximos:

- Máximo desplazamiento ICA 2007, E-W: 58.84 cm y -70.40 cm.
- Máximo desplazamiento ICA 2007, N-S: 71.69 cm y -68.16 cm.





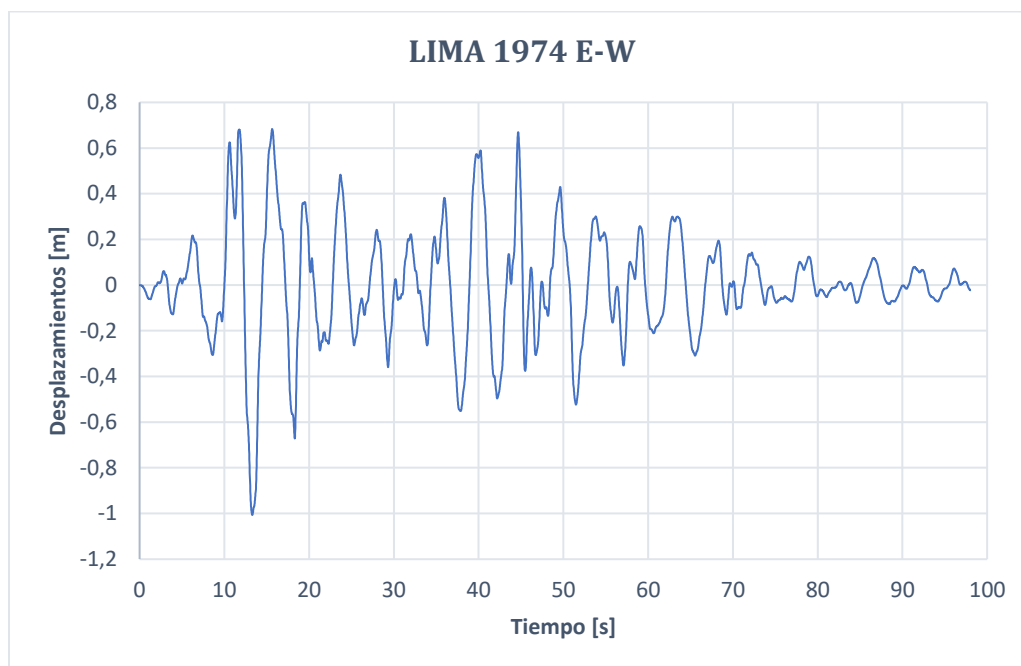
*Figura 8.7 Desplazamientos sismo LIMA 1966, E-W.*



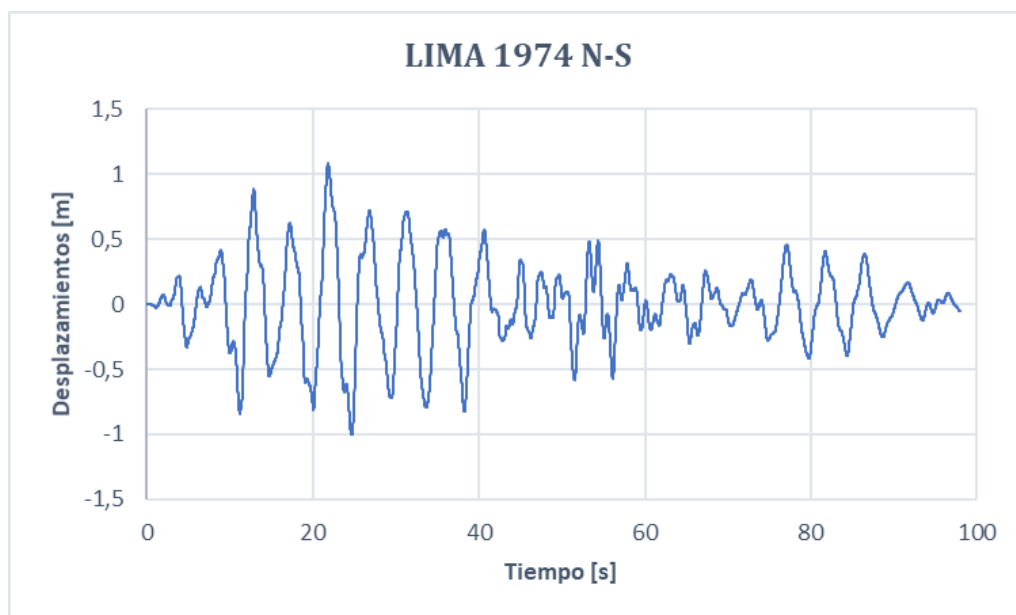
*Figura 8.8 Desplazamientos Sismo LIMA 1966, N-S.*

Para el registro sísmico de Lima 1966, se obtuvieron los desplazamientos máximos, es importante resaltar que el registro de desplazamientos presenta 3 picos considerables a través del tiempo, lo cual sería relevante en cuanto al comportamiento de los elementos estructurales, frente a cargas cíclicas.

- Máximo desplazamiento Lima 1966, E-W: 56.67 cm y -71.59 cm.
- Máximo desplazamiento Lima 1966, N-S: 98.41 cm y -94.22 cm.



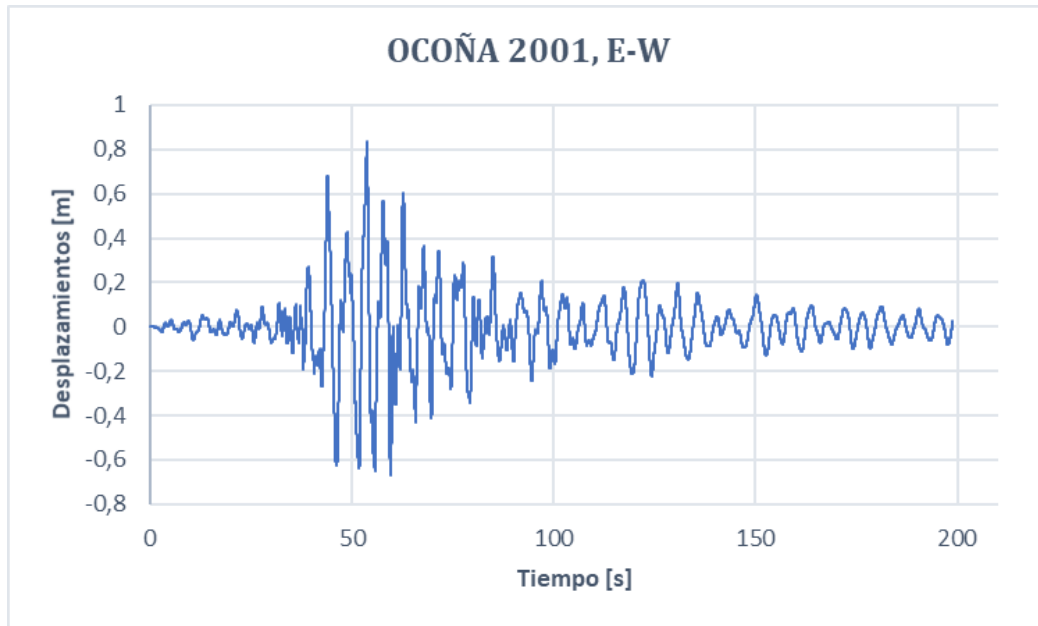
*Figura 8.9 Desplazamientos sismo LIMA 1974, E-W.*



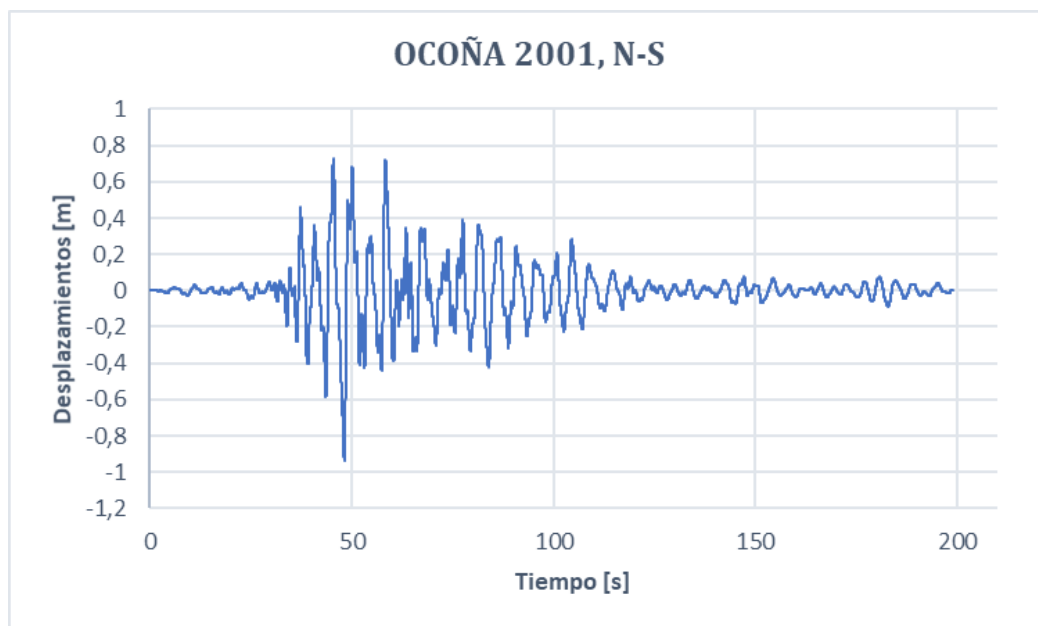
*Figura 8.10 Desplazamientos sismo LIMA 1974, N-S.*

Para el registro de Lima 1974, los registros de desplazamientos se muestran en las figuras 8.9 y 8.10, donde se puede observar que los máximos desplazamientos son:

- Máximo desplazamiento Lima 1974, E-W: 68.29 cm y -100.65 cm.
- Máximo desplazamiento Lima 1974, N-S: 108.59 cm y -99.92 cm.



*Figura 8.11 Desplazamientos sismo OCOÑA 2001, E-W.*



*Figura 8.12 Desplazamientos sismo OCOÑA 2001, N-S.*

Del registro de Ocoña 2001, se muestran los desplazamientos de la estructura, figura 8.11 y 8.12, se puede observar que los desplazamientos máximos son:

- Máximo desplazamiento Ocoña 2001, E-W: 83.65 cm y -67.17 cm.
- Máximo desplazamiento Lima 1966, N-S: 72.55 cm y -93.64 cm.

### 8.2.1 Derivas máximas tiempo historia.

Debido a los máximos desplazamientos de los registros sísmicos, las derivas máximas entre piso para los registros sísmicos se muestran en las figuras siguientes. Al utilizar registros sísmicos escalados, los valores de los desplazamientos y las derivas se representan en sus valores inelásticos.

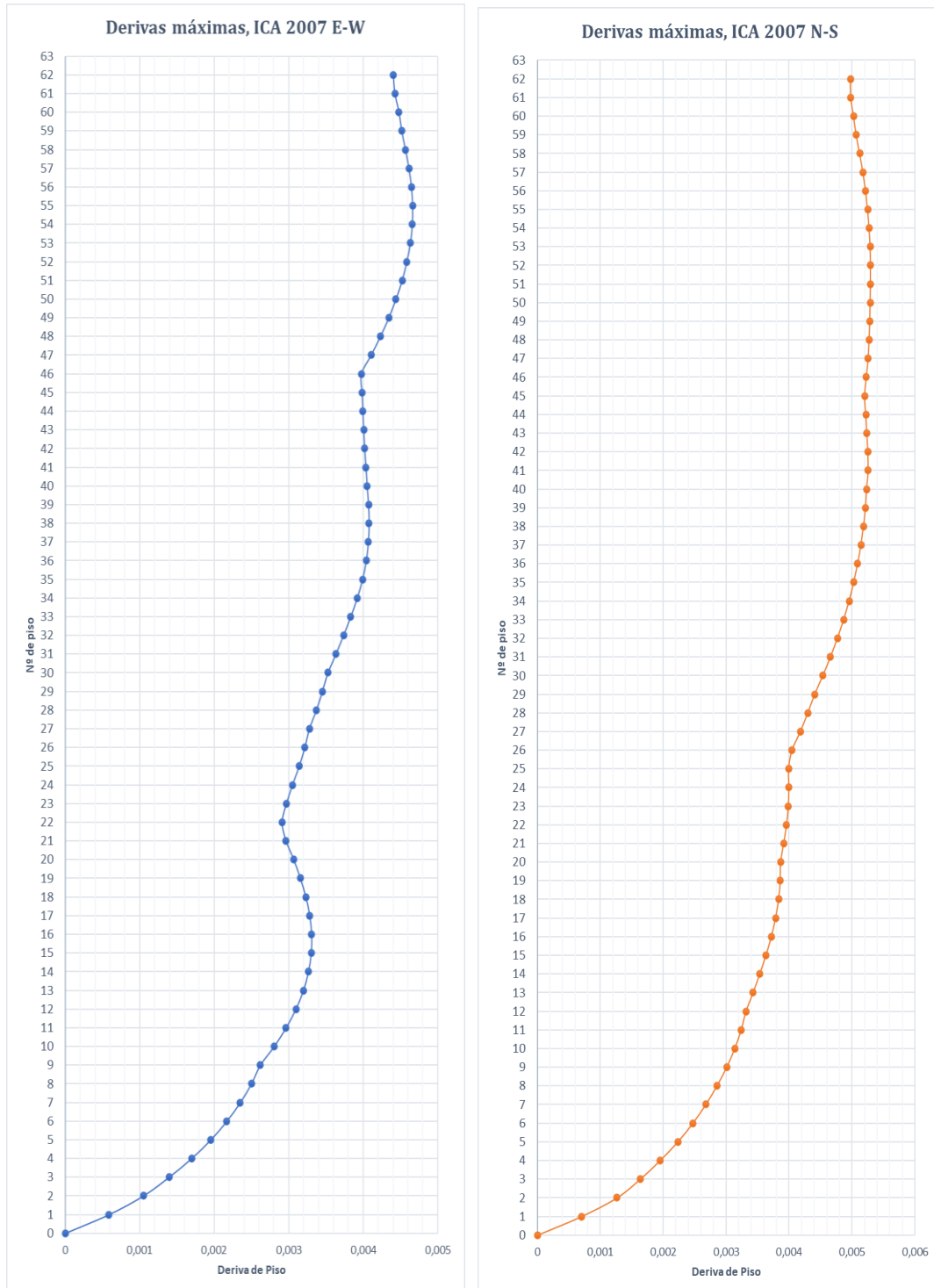


Figura 8.13 Máximas derivas inelásticas de piso, ICA 2007; Izquierda dirección E-W, derecha dirección N-S.

La figura 8.13 contiene las derivas máximas de piso, en la dirección “x” 0.00466 o 4.66‰ y en dirección “y” 5.30‰, estando estas por debajo del límite máximo de derivas 7.00‰.

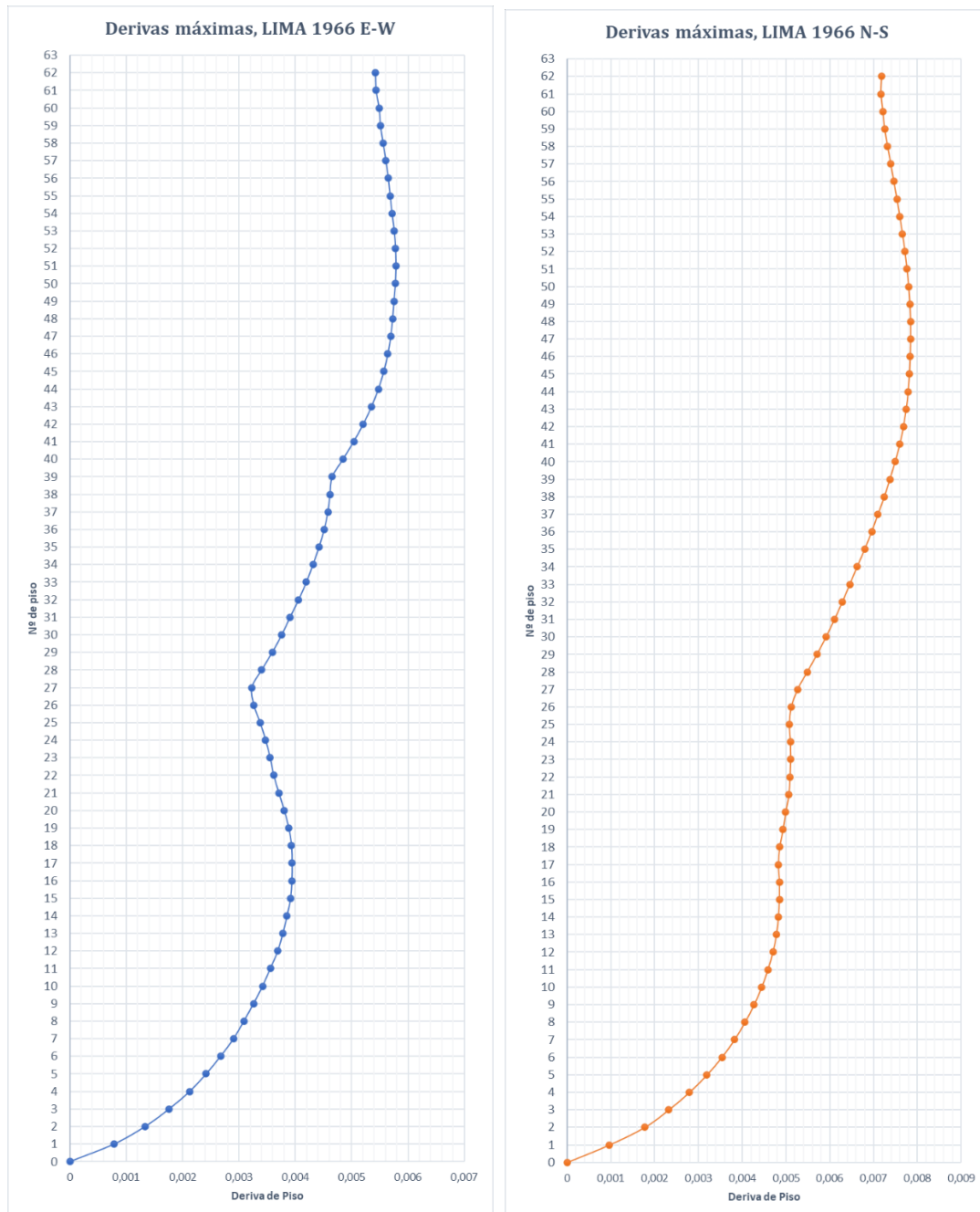


Figura 8.14 Máximas derivas inelásticas de piso, LIMA 1966; izquierda dirección E-W, derecha dirección N-S.

Para el registro sísmico Lima 1966, las derivas de piso se muestran en la figura 8.14, las derivas máximas son: 5.79‰, en dirección “x” y 7.85‰ en dirección “y”, se puede observar que, para dicho sismo, en la dirección “x” cumple límites de deriva, sin embargo, en la dirección “y” es ligeramente mayor, con lo cual se tendría que poner atención al comportamiento.

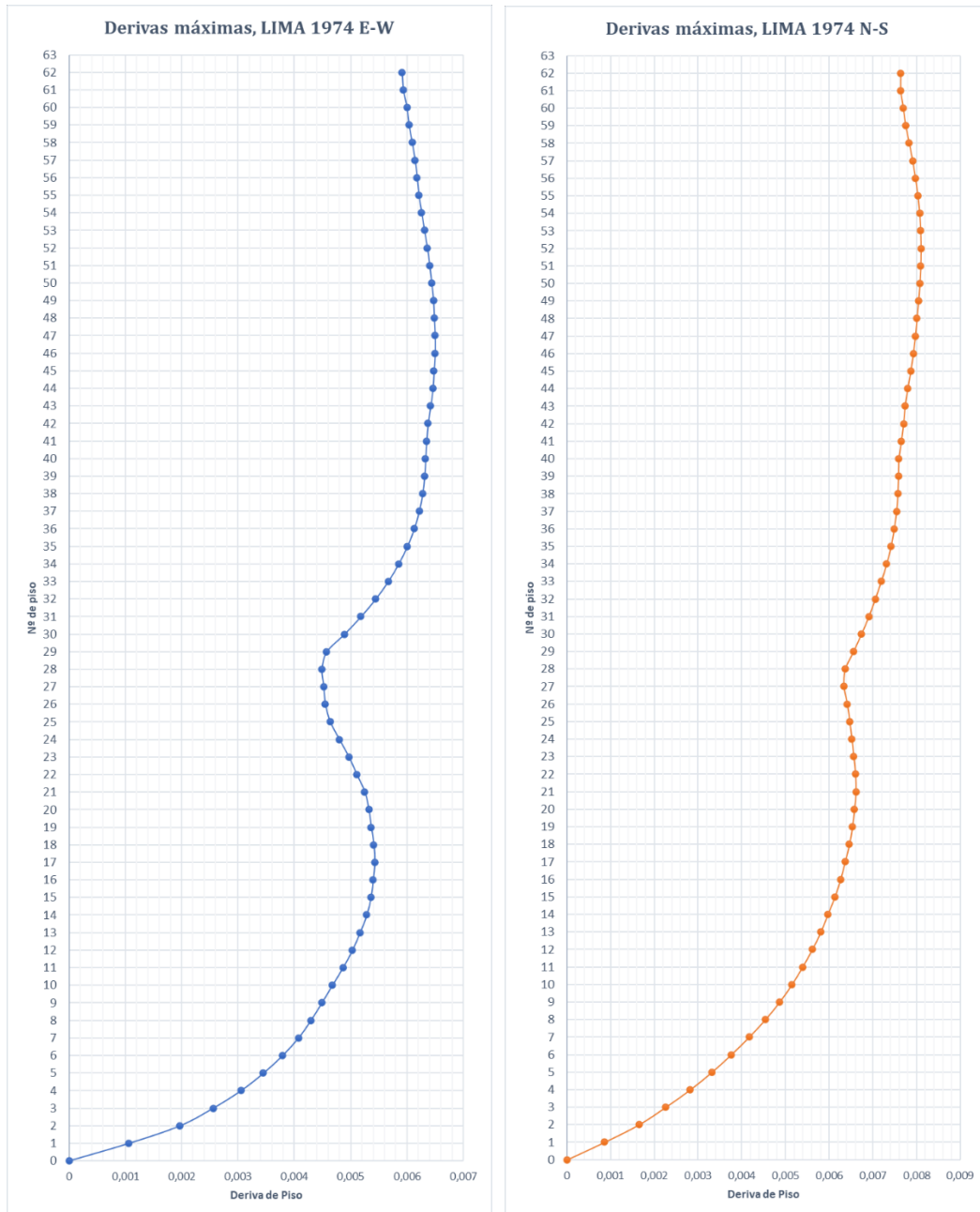


Figura 8.15 Máximas derivas inelásticas de piso, LIMA 1974; Izquierda dirección E-W, derecha dirección N-S.

Para el registro sísmico Lima 1974, las derivas de piso se muestran en la figura 8.15, las derivas máximas son: 6.50‰ en dirección “x” y 8.1‰ en dirección “y”, resultando que en dirección “x” cumple derivas sin embargo en dirección “y” está por encima de la deriva máxima permitida 7‰.

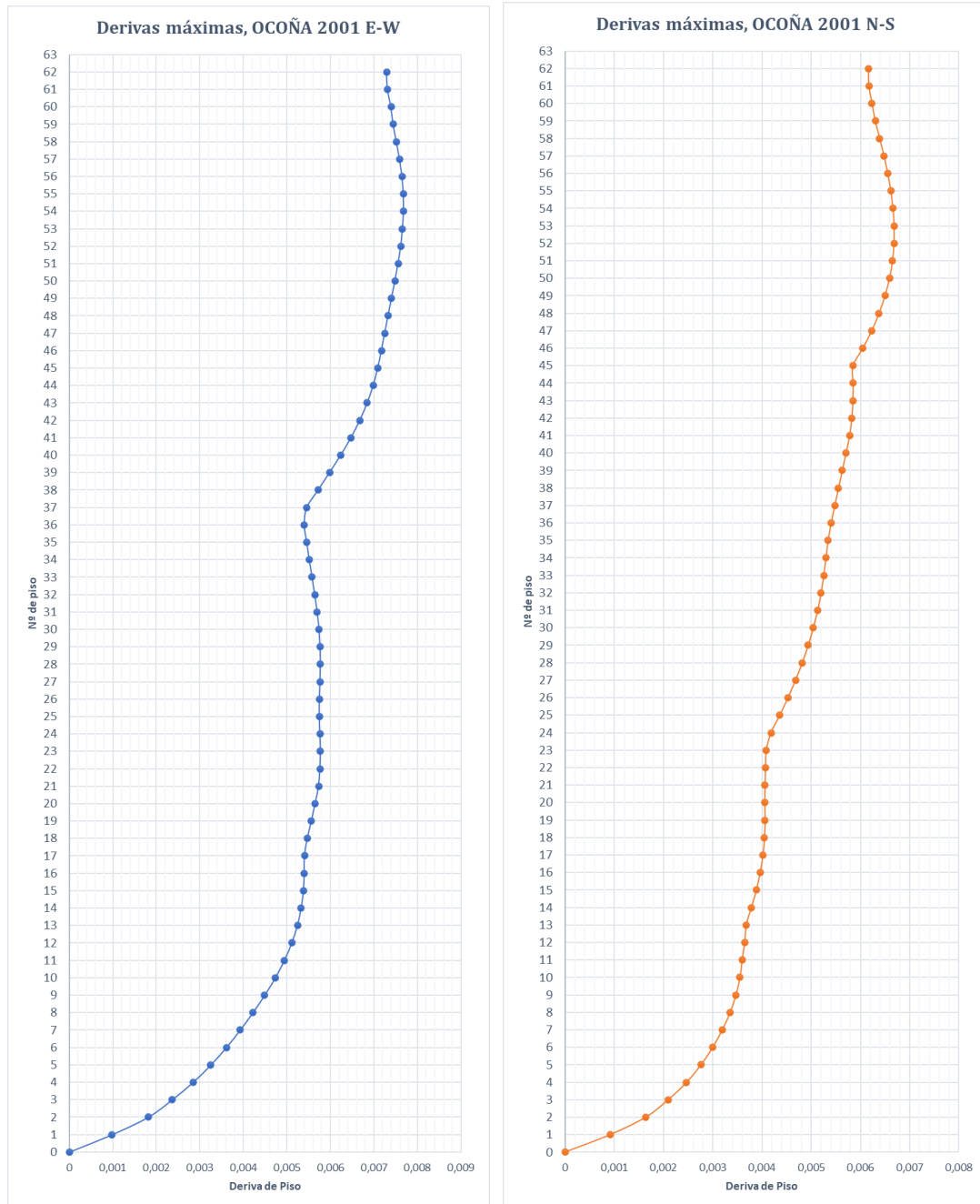


Figura 8.16 Máximas derivas inelásticas de piso, OCOÑA 2001; izquierda dirección E-W, derecha dirección N-S.

Para el registro sísmico Ocoña 2001, las derivas de piso se muestran en la figura 8.16, las derivas máximas son: 7.68‰, en dirección “x” y 6.68‰ en dirección “y”, en este caso en dirección “x” no cumple límites máximos de derivas y la dirección “y” esta debajo del límite máximo.

Posterior al análisis tiempo historia, según la norma de sismos (RNE E-030, 2016), estipula que cuando se tiene menos registros que 7, los valores predominantes y para diseño serán los la envolvente de los máximos resultados, concluyéndose que los desplazamientos y derivas máxima de diseño son:

Tabla 8.1 Resumen de análisis tiempo historia.

Sismo	Desplazamiento	Desplazamiento	Deriva máx.	Deriva máx.
	X	Y	X	Y
ICA 2007	-70,4	71,69	4,66‰	5,30‰
Lima 1966	-71,59	98,41	5,79‰	7,85‰
Lima 1974	-100,65	108,59	6,50‰	8,10‰
Ocoña 2001	83,65	-93,64	7,68‰	6,68‰
<b>Valor predominante</b>	-100,65	108,59	7,68‰	8,10‰

### 8.3 Análisis de viento

Con las cargas calculadas para acciones dinámicas de viento (capítulo 6), en el programa se definen y se aplican a la estructura, donde se obtiene desplazamientos y derivas a fin de evaluar los estados de estabilidad.

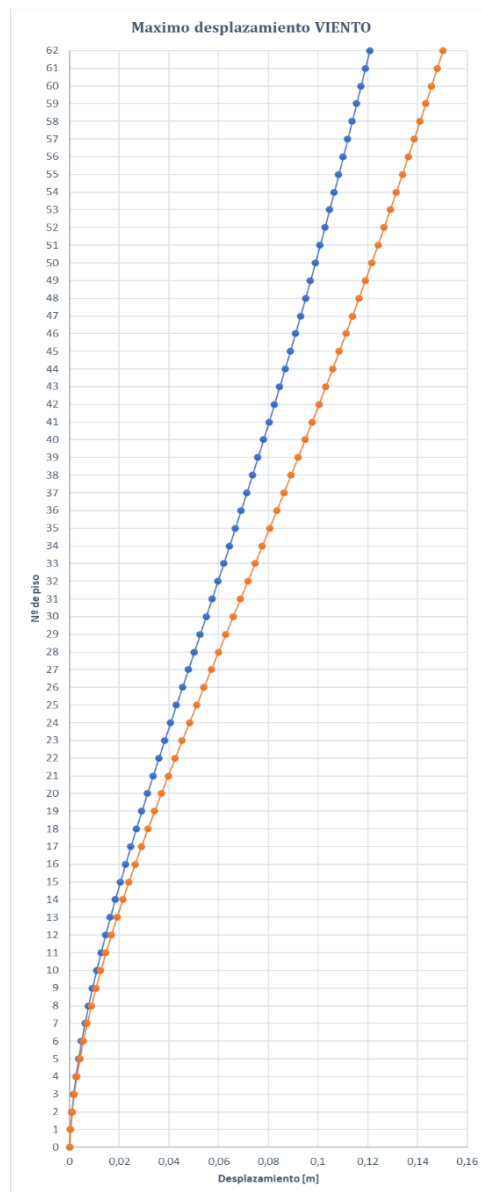


Figura 8.17 Máximos desplazamientos debida a viento; línea azul dirección X; línea naranja dirección Y.



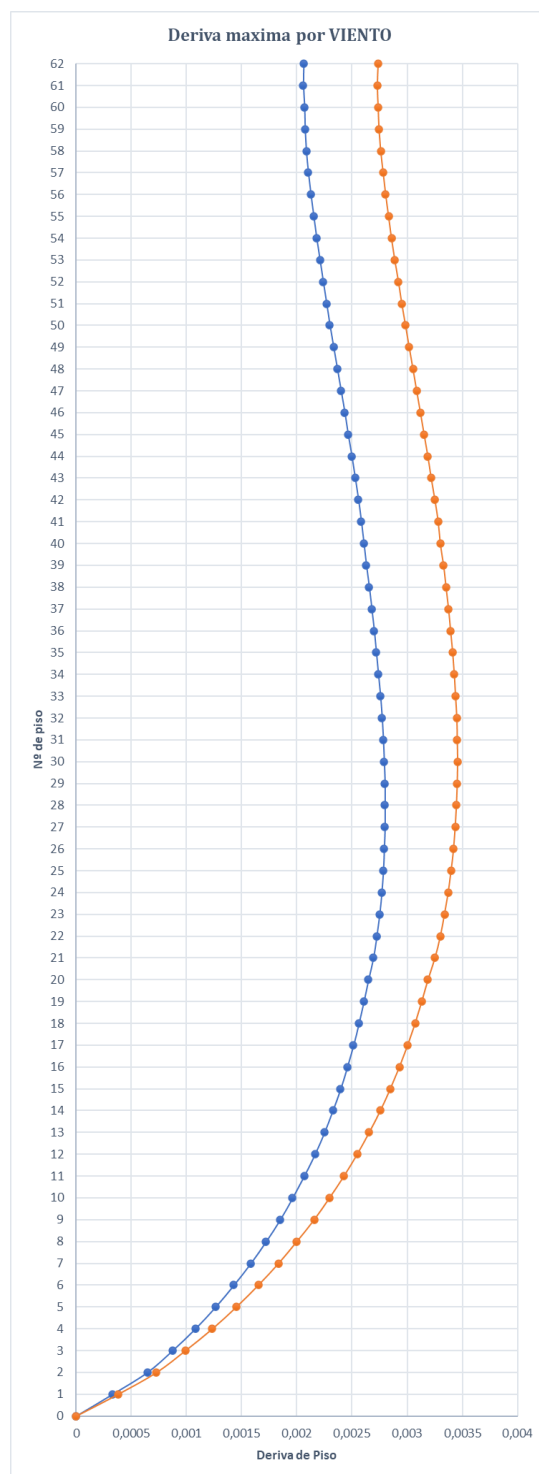


Figura 8.18 Máximas derivas de piso debida a viento; línea azul dirección X; línea naranja dirección Y. La figura 8.17 muestra los desplazamientos en cada nivel debido a acciones del viento, siendo el desplazamiento máximo 15.02 cm. Situado en el último nivel, así mismo la deriva máxima es de 3.55‰ entre los pisos 25 al 31.

Como se puede observar en la figura 8.18, las derivas resultantes para las cargas dinámicas de viento, están dentro de los límites permitidos, incluso siendo menor que las cargas de sismo. Sin embargo, la estructura al ser relevante en altura, se analiza y evalúa las aceleraciones, tanto en

sentido longitudinal como aceleraciones en sentido transversal. Estas aceleraciones son comparadas con los límites de sensibilidad humana.

### 8.3.1 Aceleraciones debidas a viento.

El cálculo de las aceleraciones debido a viento se realizó en capítulo 6, estas aceleraciones fueron calculados para un periodo de retorno de 5 años y 10 años, el resumen tabla 8.2.

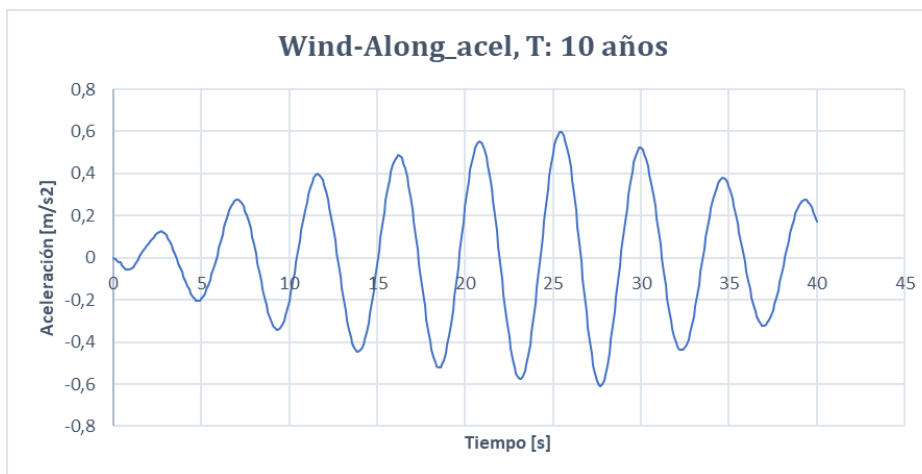
*Tabla 8.2 Resumen de cálculo de aceleraciones*

Periodo de Retorno [años]	Aceleración longitudinal		Aceleración transversal	
	[g]	[m/s <sup>2</sup> ]	[g]	[m/s <sup>2</sup> ]
<b>5</b>	0,052	0,515	0,0258	0,253
<b>10</b>	0,059	0,579	0,0281	0,276

En el programa Etabs, se define dichas aceleraciones como cargas periódicas sinusoidales, que tendrá la amplitud adecuada para representar aceleraciones de 0.515 m/s<sup>2</sup> y 0.579 m/s<sup>2</sup> (tabla 8.2), que son las aceleraciones a controlar. Estas aceleraciones resultado del análisis se muestran en las figuras 8.19 y 8.20.



*Figura 8.19 Aceleraciones longitudinales debidas al viento, T: 5 años.*



*Figura 8.20 Aceleraciones longitudinales debidas al viento, T: 10 años.*

### 8.3.2 Control de aceleración del viento

Según los cálculos obtenidos (tabla 8.2), se tiene aceleraciones que se encuentran en niveles encima de los permitidos, desde el punto de vista de percepción humana (capítulo 6.4). entendiéndose que, para vientos de 5 y 10 años ( $acel > 0.05g$ ), los ocupantes de la estructura podrían sufrir mareos y molestias, sin embargo, en sentido transversal las aceleraciones se encuentran entre perceptible y molesto (capítulo 6.2), siendo este no muy problemático para vientos de 5 y 10 años.

Para mejorar el comportamiento de la estructura y reducir los efectos de las aceleraciones de viento, se podrían plantear distintas soluciones, así como rigidizar la estructura, utilizar otros tipos de dispositivos de control de vibraciones, sin embargo, en el presente trabajo se utilizó sistema de amortiguamiento de masa sintonizada AMS.

## 8.4 Análisis de la estructura con AMS tipo péndulo.

En el capítulo 7 se calculó los parámetros óptimos del amortiguador de masa sintonizada, dicho amortiguador se ingresa en el programa Etabs. Luego se analiza y evalúa el comportamiento frente a acciones de viento, y la incidencia frente a sismos.

### 8.4.1 Modelo de la estructura con amortiguador de masa sintonizada:

Al insertar un AMS tipo péndulo, los periodos predominantes de la estructura sufren un ligero cambio, en la tabla 8.3 se tiene los periodos de los primeros 10 modos de la estructura, de un total de 186 modos (3 por nivel).

*Tabla 8.3 Periodos y Frecuencias de Estructura con TMD.*

caso	Modo	Periodo [seg]	Frecuencia [Hz]	Frecuencia Circular [rad/s]
Modal	1	4,846	0,206	1,2966
Modal	2	4,78	0,209	1,3146
Modal	3	4,414	0,227	1,4236
Modal	4	4,356	0,23	1,4423
Modal	5	2,293	0,436	2,7406
Modal	6	1,266	0,79	4,9616
Modal	7	1,171	0,854	5,3671
Modal	8	0,774	1,293	8,1228
Modal	9	0,578	1,731	10,8789
Modal	10	0,521	1,918	12,0529

A partir de dicho cambio en el periodo, así como también en la sintonización de movimiento de la masa adicionada que oscila a la misma frecuencia de la estructura, los resultados también presentan cambios /grandes o pequeños), como se presenta a continuación.

#### 8.4.2 Derivas del análisis modal espectral.

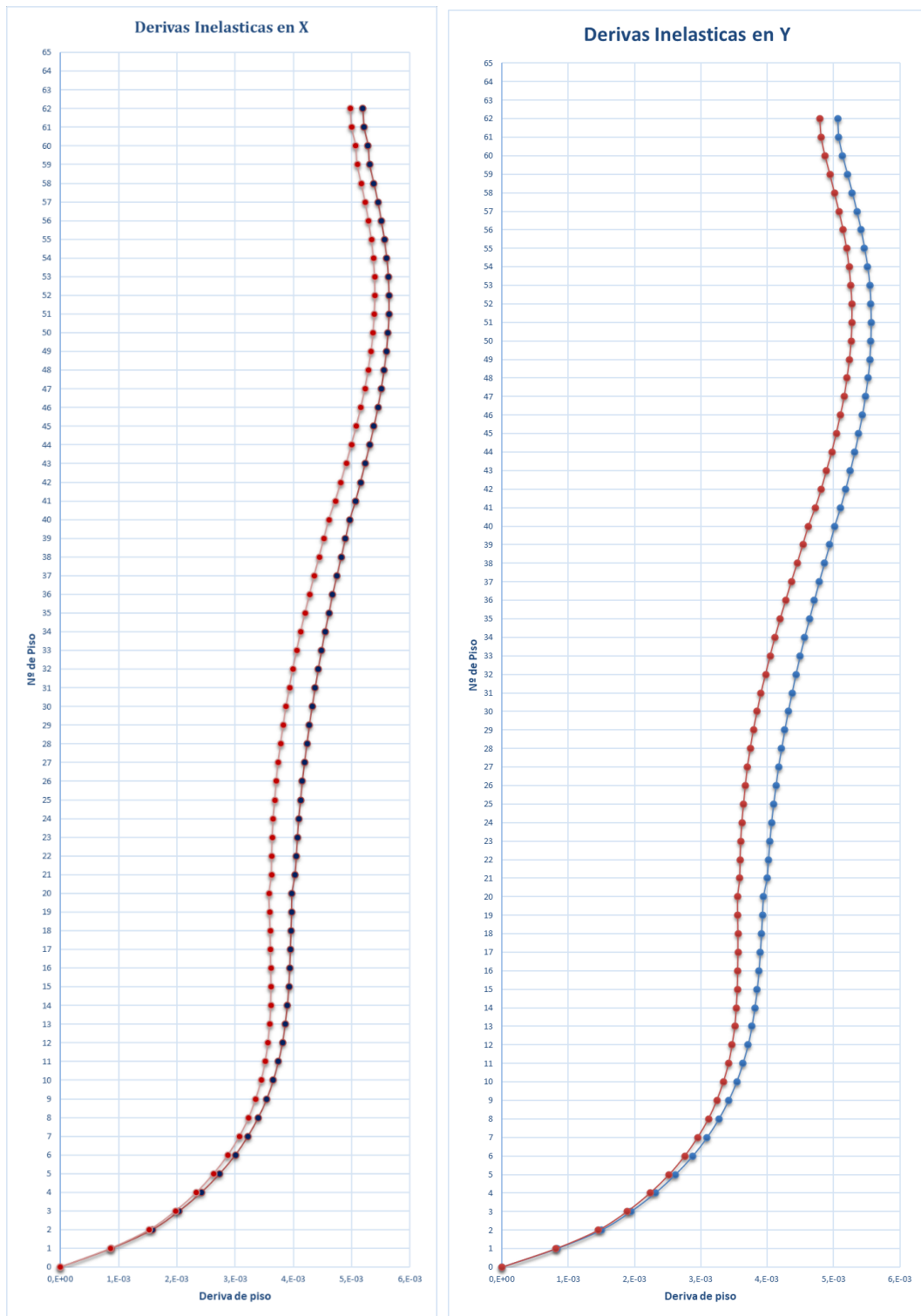


Figura 8.21 Derivas de piso, análisis espectral; línea azul, deriva sin AMS; línea roja, con AMS.

En la figura 8.21, se observa la ligera reducción de derivas inelásticas, para un análisis modal espectral, incorporando el dispositivo de amortiguador de masa sintonizada. La deriva en dirección “x” (lado izquierdo de la figura 8.21), la deriva máxima reduce de 5.64‰ a 5.40‰ y

en direcció “y” (lado derecho de la figura 8.21), la deriva máxima reduce de 5.56‰ a 5.20‰.

#### 8.4.3 Derivas del análisis tiempo historia

Se evalúa el análisis tiempo historia de la estructura, cuando se incorpora en AMS, resultando esta con ligeras variaciones en los desplazamientos y derivas de piso.

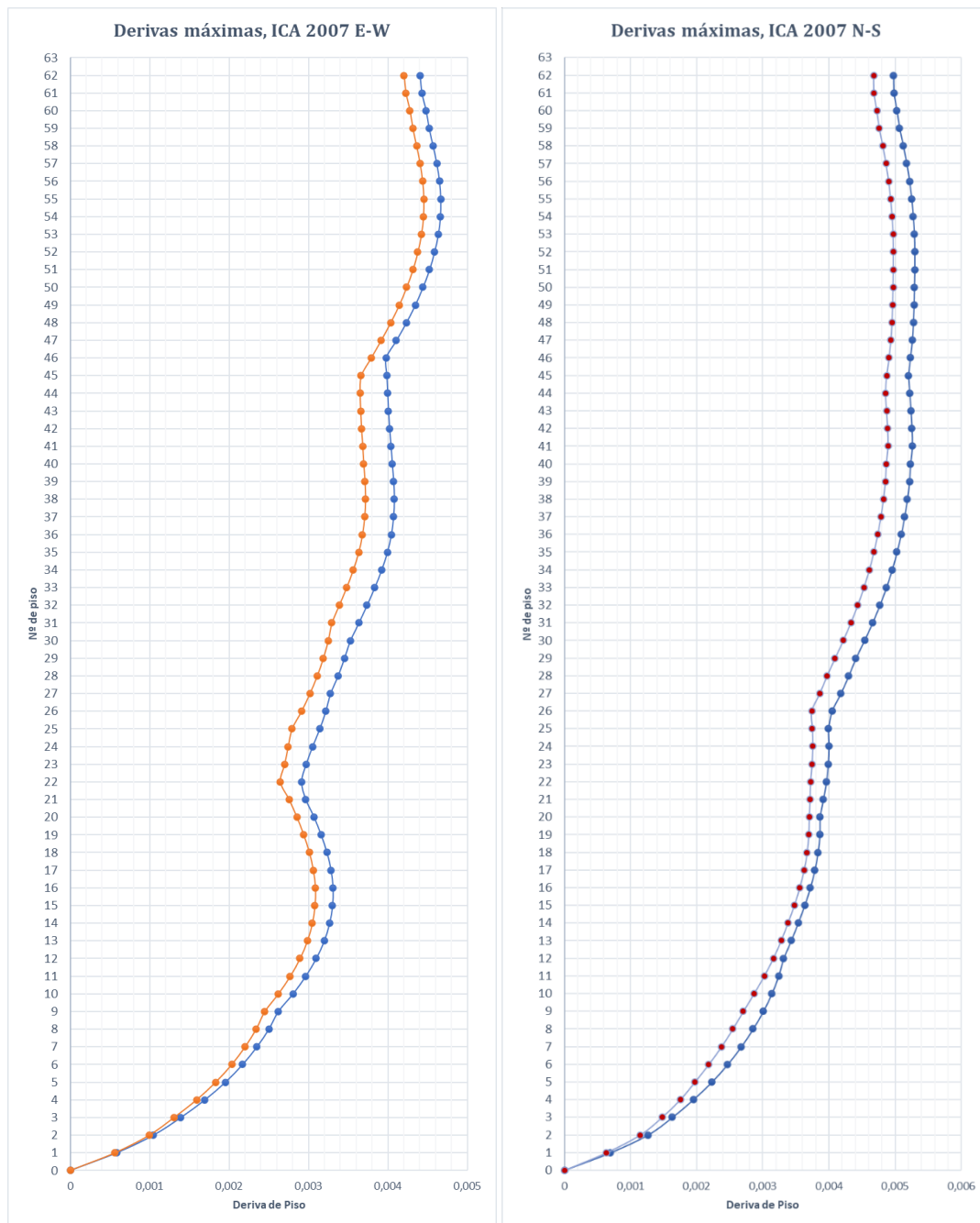


Figura 8.22 Derivas máximas Sismo ICA 2007; línea azul sin AMS, línea roja con AMS.

La figura 8.22, presenta las derivas inelásticas máximas frente a los registros sísmicos evaluados, para el Sismo ICA 2007, se tiene que las derivas máximas en dirección E-W (figura 8.22

izquierda), se reducen de 4.66‰ a 4.44‰, y en dirección N-S (figura E-W) se reducen de 5.30‰ a 4.97‰.

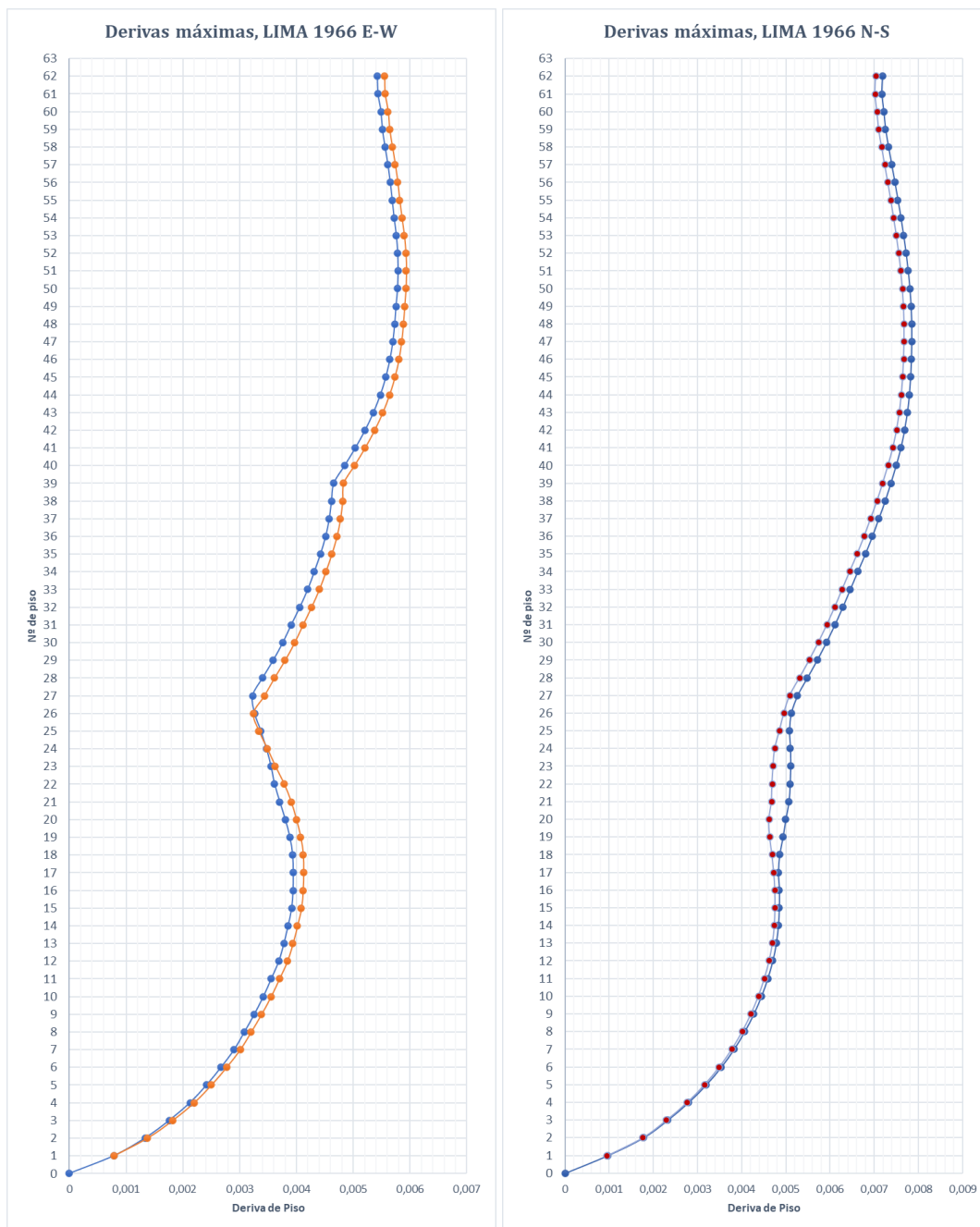


Figura 8.23 Derivas máximas Sismo Lima 1966; línea azul sin AMS, línea roja con AMS.

Las derivas inelásticas para el sismo de Lima 1966, sufren una reducción muy pequeña de una estructura con AMS frente a sin el uso del AMS. En dirección E-W (figura 8.23 izquierda), la deriva aumenta de 5.79 ‰ a 5.93‰. y en dirección N-S (figura 8.23, derecha), la deriva reduce de 7.84‰ a 7.67‰.

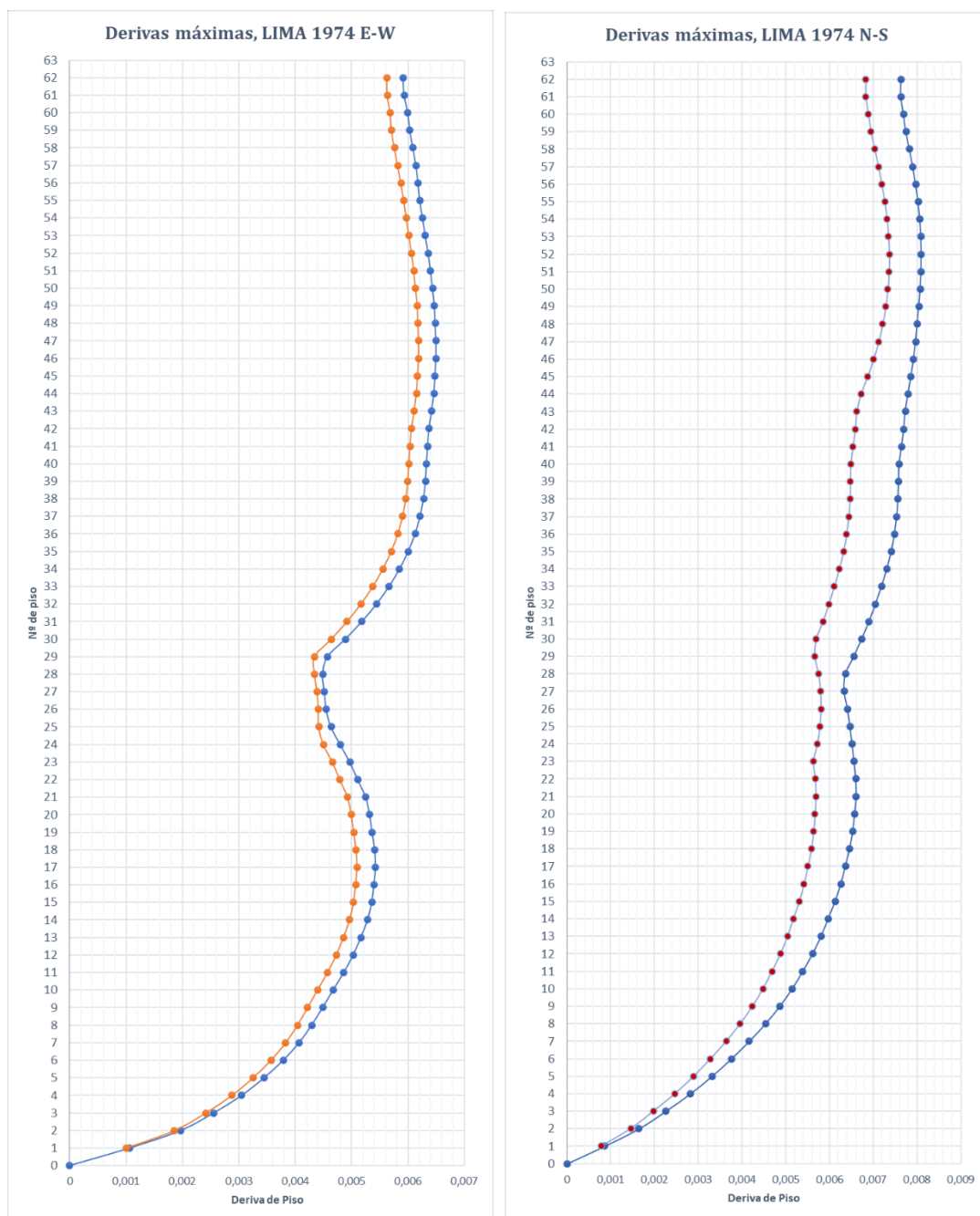


Figura 8.24 Derivas máximas Sismo Lima 1974, línea azul sin AMS, línea roja con AMS.

En la figura 8.24, se muestran las derivas inelásticas de piso para el sismo de Lima 1974. La deriva máxima en dirección E-W (figura 8.24 izquierda), se tiene una reducción de 6.50% a 6.19%. y en dirección N-S (figura 8.24 derecha), la deriva reduce de 8.10% a 7.30%, siendo una reducción considerable ya que sin el dispositivo se encuentra por encima de la deriva máxima de piso.

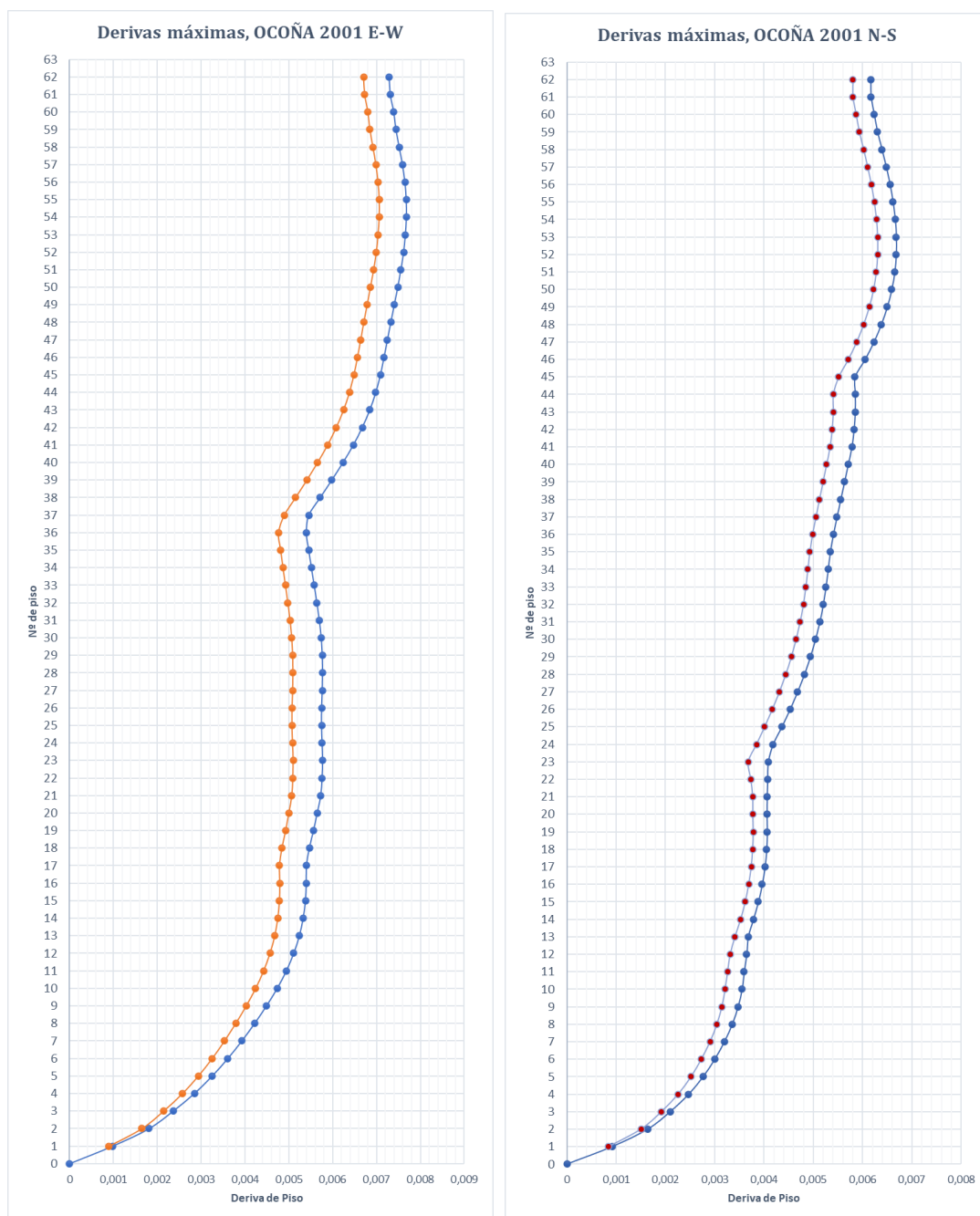


Figura 8.25 Derivas máximas Sismo Ocoña 2001; línea azul sin AMS, línea roja con AMS.

En la figura 8.25, se muestran las derivas de piso para el registro sísmico Ocoña 2001. Donde en la dirección E-W (figura 8.25, izquierda), la deriva máxima reduce de 7.68‰ a 7.0‰, y en dirección N-S (figura 8.25, derecha), la deriva máxima reduce de 6.68‰ a 6.30.

En resumen, se tiene que las derivas predominantes del análisis sísmico tiempo historia, reducen con el uso del dispositivo AMS, como muestra en la tabla 8.4.



Tabla 8.4 Reducción de derivas inelásticas

Sismo	Deriva máx. E-W [‰]	Deriva máx. N-S [‰]	Deriva máx. E-W [‰]	Deriva máx. N-S [‰]
ICA 2007	4,66	5,30	4,44	4,97
Lima 1966	5,79	7,85	5,93	7,29
Lima 1974	6,5	8,10	6,19	7,30
Ocoña 2001	7,68	6,68	7.0	6,30
<b>Valor predominante</b>	7,68	8,10	7.0	7,30

#### 8.4.4 Aceleraciones de viento.

El objetivo de la incorporación del amortiguador de masa sintonizada fue controlar aceleraciones debidos al viento, ya que, al analizar bajo cargas dinámicas de viento, y realizar el cálculo de aceleraciones se presentó que para viento longitudinal las aceleraciones estarían en un estado “molestoso a muy molestoso” frente al confort humano. En la figura 8.26 y 8.27 se grafican las aceleraciones vs tiempo, donde se tiene 2 casos, estructura con amortiguador de masa sintonizada y sin AMS.

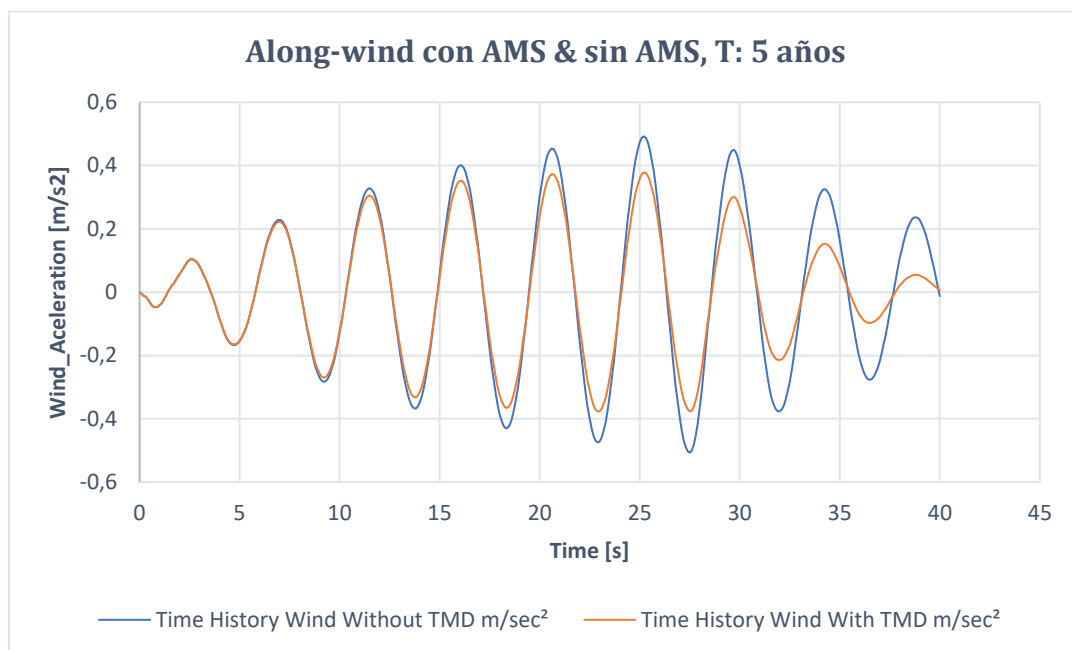
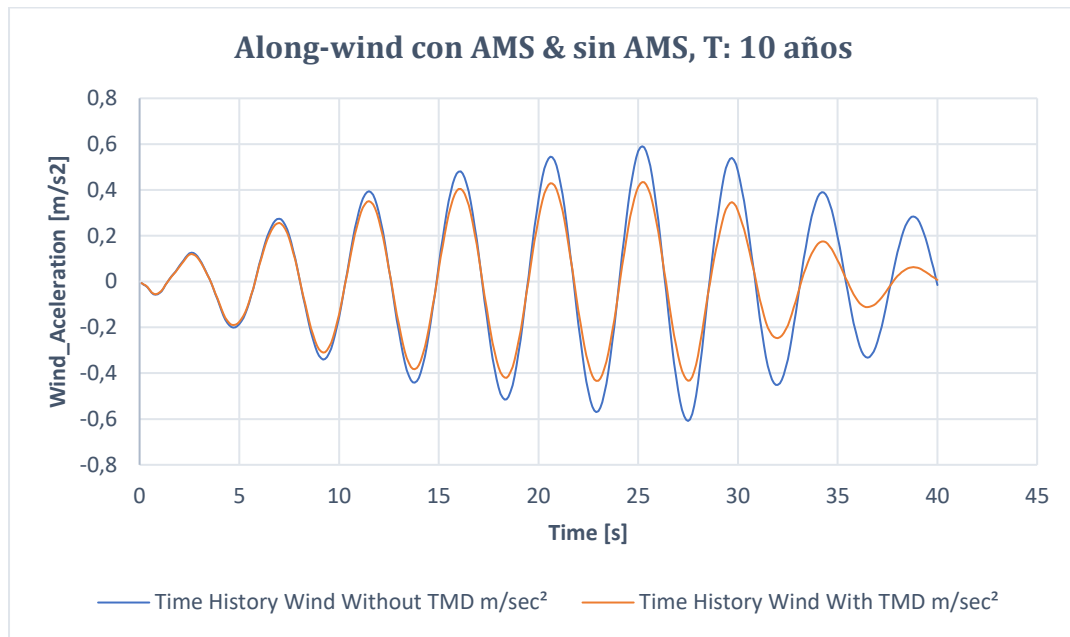


Figura 8.26 Reducción de aceleraciones de viento, T: 5 años.



*Figura 8.27 Reducción de aceleraciones de viento, T: 10 años.*

De las figuras 8.26 y 8.27, se tiene las aceleraciones máximas del viento de la estructura sin AMS, es  $0.52 \text{ m/s}^2$ , y al incorporar el dispositivo AMS, la aceleración reduce a  $0.37 \text{ m/s}^2$ . Obteniéndose una reducción del 28% para vientos de 5 años, así mismo, para vientos de 10 años la reducción es de  $0.58 \text{ m/s}^2$  a  $0.41 \text{ m/s}^2$ , representando una reducción de 30%. Así mismo, frente al control de vibraciones, las aceleraciones de  $0.37 \text{ m/s}^2$ , resulta de  $0.037g$  y la  $0.41$  en  $0.041g$ , siendo menores a ( $0.05g$ ), por lo tanto, considerados como perceptibles según la tabla 6.7.

## CONCLUSIONES

El objetivo principal del trabajo era estudiar la influencia de las demandas de viento en un edificio de altura en zona de alta sismicidad y de la efectividad de los medios para optimizar el diseño. El propósito se logró de forma satisfactoria, así como los puntos específicos. Considerando los resultados obtenidos en el capítulo anterior se puede tener los siguientes aspectos:

### De los resultados obtenidos

La estructura objeto de estudio era de hormigón armado con núcleo central y muros estructurales ubicado en la zona de mayor sismicidad del Perú (escogida de manera teórica), obteniéndose que los modos de vibración predominante son 4.66 s, 4.54 s y 2.62s. Además, con un análisis modal espectral, cumple con los límites de derivas en las direcciones traslaciones, obteniéndose deriva máxima de 5.64‰ en dirección “x” y 5.57 ‰ en la dirección “y”, siendo los límites máximos permitidos según la norma E-030 del RNE, para estructuras de hormigón armado es de 7‰, por lo tanto, la estructura queda estable frente al análisis modal espectral. Para el análisis tiempo historia, las derivas máximas son; 7.68 ‰ en dirección E-W, y 8.10 ‰ en la dirección N-S. Estos valores exceden los límites máximos permitidos en la norma de sismo E-030 RNE (Perú).

Del análisis frente a sollicitaciones de viento se tiene que los desplazamientos están muy por debajo frente a los de sismo, desplazamiento máximo en el último nivel de la estructura: 15cm. Con derivas de 0.9‰. Esto es debido a que la estructura se dimensiona considerando parámetros de límites de sismos, lo cual la estructura resulta regular y rígida. Sin embargo, frente a aceleraciones de viento longitudinal y transversal se tiene que en sentido longitudinal es  $0.52 \text{ m/s}^2 = 0.053 \text{ g}$ , estando en un nivel “muy molesto” frente a los valores tolerables de aceleración máxima ( $>0.05 \text{ g}$ ) Tabla 6.7. En sentido transversal la aceleración es  $0.125 \text{ m/s}^2 = 0.0127 \text{ g}$ , lo cual entra dentro de un nivel perceptible según los valores tolerables de aceleración máxima ( $<0.0125 \text{ g}$ ), Tabla 6.7.

### Conclusiones

- Al realizar el estudio de las demandas de viento y sismo sobre la estructura, el comportamiento frente a cargas de sismo predomina sobre las de viento, con respecto a desplazamientos y derivas de piso. Esto ocurre debido a que en las normas de diseño sísmico en zonas de alta sismicidad como Perú, se controlan con derivas de piso muy conservadoras (7‰) frente a la acción del sismo.
- Las acciones de viento, al ser de larga duración, tienen mucha relevancia en el comportamiento de la estructura alta propuesta, ya que las aceleraciones obtenidas (0.053g y

0.059g) causan vibraciones que sobrepasan los límites permitidos de confort humano, o entran en una zona “muy molesta” (0.05g). Entendiéndose que a pesar de que las cargas y desplazamientos sean menores frente a sismo, los movimientos bajo acciones cíclicas de viento resultan ser relevantes.

- Se realizó un modelo representativo de la estructura en Matlab, el cual consiste en un sistema de un grado de libertad SDOF con un AMS incorporado a fin de evaluar sus parámetros óptimos.
- La razón de frecuencias naturales de la estructura y el AMS es (0.99), entendiéndose que son muy similares. Así mismo, se evaluó para otros valores concluyéndose que, si las frecuencias no están sintonizadas, el AMS en vez de reducir amplifica la respuesta.
- La relación de amortiguamiento del AMS es óptimo con  $\xi_{AMS} = 5\%$ , ya que al evaluar otras relaciones de amortiguamiento como 0%, o 20% se obtuvieron que la respuesta amplifica el comportamiento.
- De la relación de masas se concluye que, si el dispositivo de AMS tendría mayor masa, la reducción podría ser más significativa, ya que al evaluar en el modelo se tiene que el factor de amplificación del AMS menor mientras mayor masa, sin embargo, al ingresar a la estructura esto podría causar efectos secundarios, como la alteración de los periodos o sobreesfuerzos sobre la estructura.
- Se evaluó inicialmente una relación de masa de 0.4%, sin embargo, a fin de tener un valor más representativo y real del AMS, se planteó una masa de 400 Ton, que representa el 0.38% de la masa del primer modo de la estructura.
- Con el dispositivo de AMS se logró reducir las aceleraciones debidas al viento, un 30%, lo que significa que la estructura entra en un rango de tolerancia de aceleraciones de “perceptible a molesto”, siendo un rango más aceptable en la consideración de diseño.
- Una vez analizada la estructura incorporado con el AMS, respecto a la respuesta sísmica se concluye lo siguiente.
- La estructura modelada con AMS, presenta una ligera reducción de derivas de piso en el análisis modal espectral, representando una reducción de 5%, lo que significa que no es muy eficiente en dicho análisis.
- Las derivas máximas de piso de los análisis tiempo historia, representan una reducción de 10% en promedio, lo que conlleva a que, si la estructura tenía algunas derivas por encima del límite máximo permitido, ahora está dentro de los límites máximos de derivas de piso cumpliendo los requerimientos de derivas.
- Finalmente, se concluye que la influencia del AMS de la estructura es más significativa para viento (cargas de larga duración) que las cargas sísmicas.

## RECOMENDACIONES FUTURAS

Basados en los resultados y conclusiones del presente trabajo, hay situaciones importantes que no se han considerado sin embargo se tiene presente en este capítulo.

1. En el presente trabajo, la demanda del viento es calculada como una carga pseudo-estática, desconociendo el comportamiento más preciso frente a viento, por lo que, realizar el estudio en un túnel de viento y obtener aceleraciones del comportamiento real de la estructura es un caso de estudio a tomar en cuenta.
  - La estructura fue planteada con una forma rectangular regular, ya que solo se tenía la opción de usar los parámetros de forma conocidos, sin embargo, con el estudio de una estructura en un túnel de viento se pueden plantear estructuras irregulares y obtener parámetros más exactos.
2. Esta tesis realiza el estudio solo de un modelo de amortiguador de masas sintonizada (tipo péndulo), entonces realizarlo para distintos modelos es un aspecto importante a ser estudiado.
  - Modelos de múltiples amortiguadores de masa sintonizada, el cual podría ser diseñado para controlar más de un modo de vibración además de reducir el riesgo de que la estructura no se sintonice adecuadamente con el AMS.
  - Modelos de amortiguadores de líquido sintonizado, que además que ya se utilizó en la vida real, plantearlo frente a la acción combinada de viento y sismo es un estudio a considerarse.
3. Estudio de varios modelos de edificios es necesario a fin de entender la influencia del AMS frente a acciones de sismo y viento. Además, la estructura es regular por lo que la torsión no juega un papel importante en este caso.
4. Hay gran cantidad de dispositivos de reducción de vibraciones como los amortiguadores de disipación de energía, realizar un estudio comparativo frente a los AMS, podría ser un estudio a tener en cuenta.
5. Todavía es un desafío diseñar un nuevo tipo de AMS que sea más efectivo que el AMS convencional. El hecho de que AMS dependa del valor de la masa es muy limitante. Un diseño creativo detallado con respecto a los usos del espacio del AMS también está presente en la industria de la construcción y también es un desafío. Un uso creativo de la fuerza activa en el AMS, o una tecnología más avanzada como la inteligencia artificial podría ser la clave para el diseño futuro de AMS.

## BIBLIOGRAFÍA

- Ackerman, C., & Sheerin, J. (2014). *Tall Building - Structural Design of Concrete Buildings up to 300 m*.
- Aoyama, H. (2001). *Design of Modern High-Rise Reinforced Concrete Structures* (A. S. Elnashai & P. J. Dowling (eds.); SERIE ON I). Imperial College Press.
- ASCE 7-16. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.
- Ayhan. (2009). *Intro to Structural Motion Control*.
- Backman, Hugo, Ammann, W. J., Deischl, F., Eisenmann, J., Floegl, I., Hirsch, G., Klein, G., & Lande, G. J. (1994). *Vibration Problems in Structures* (H. Backmann (ed.); 2da Edició).
- Castlen, V., & Svensson, S. (2016). *Methodology for Preliminary Design of High-Rise Building*. Lund University.
- Castro, H. G., De Bortoli, M. E., Paz, R. R., & Mariaghetti, J. O. (2014). Una metodología de cálculo para la determinación de la respuesta dinámica longitudinal de estructuras altas bajo acción del viento. *ELSEVIER*.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures*.
- Connor, J. J. (2003). *Introduction to Structural Motion Control* (I. 2003. Prentice Hall Pearson Education (ed.); Ilustrada).
- Daveport, A. G. (1967). Gust Loading factors. *ASCE Journal of the Structural Division* 93, 11–34.
- Den Hartog, J. P. (1956). *Mechanical Vibrations* (McGraw-Hill (ed.); Fourth Ed.).
- Dennis, P., Shieh, S., Leonard, M. J., & Ching-Chang, C. (2004). *Structural Design of Taipei 101, the World's Tallest Building*.
- Djapara, Y. (2017). *The Dynamic Behavior of High-Rise Building with Soil-Structure Interaction and the application of Tuned Mass Damper*. Delft University of Technology.
- Etabs. (2018). *Integrated Building Design Software* (No. v2018). CSI Computer and Structures, Inc.
- Eurocode 1. (2005). *Action on Structures - Part 1-4: General actions - Wind action*. (European C).
- Eurocode 8. (2004). *Design of structures for earthquake resistance*.

- FEMA 454. (2006). *Designing for Earthquakes*.
- Garrido K., B. i. (2016). *Amortiguadores de Masa Sintonizada en Edificios Sometidos a Registros Sísmicos en Chile*. Universidad de Chile.
- Gerges, R. ., & Vickery, B. J. (2003). Parametric Experimental Study of Wire Rope Spring Tuned Mass Damper. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1363–1385.
- Gómez H., J., Álvarez C., R., & Astiz S., M. (2013). *Proyecto de Edificios Altos* (ACHE (ed.); ACCIONA IN). Fiselgraf.
- Hallebrand, E., & Jakobsson, W. (2016). *High-Rise Buildings*. Lund University.
- Henoch I, R. A. (2007). *Calificación Sísmica de Edificios Altos*. Universidad de Chile.
- Hernandez V., J., Fernandes R., H., & Albizuri I., J. (2005). Estructuras y Efectos Dinámicos del Viento. *DYNA*, 4.
- Holmes, J. D. (2005). *Wind Loading of structures* (Taylor & F).
- ISO 10137. (2007). *Bases for design of structures - Serviability of buildings and walkways against vibrations*.
- ISO 4354. (2009). *Wind actions on structures*.
- Kareem, A., Kijewski, T., & Tamura, Y. (2007). Mitigation of Motion of Tall Building with Specific Examples of recent Applications. *Wind and Structures*, 201–251.
- Kayısoğlu, B., Kurç, O., & Uzol, O. (2014). Estimación of Wind Loads on Tall Buildings Through Wind Tunnel Testing. *ResearchGate*.
- Lourenco, R. (2011). *Design, Construction and Testing of an Adaptative Pendulum Tuned Mass Damper*. Uniersity of Waterloo.
- Matlab. (2017). *The Language of Technical Computing* (No. R2017b). The Math Works, Inc.
- Montanaro, M. I. (2002). *Sistema de Control de Vibraciones en Estrcuturas de Gran Altura*. 53 N° 477.
- RNE E-020, C. (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones - PERÚ*.
- RNE E-030, S. (2016). *Reglamento Nacional de Edificaciones - PERÚ*.
- Setareh, M., Ritchey, J. K., Baxter, A. J., & Murray, T. M. (2006). Pendulum Tuned Mass Dampers for Floor Vibration Control. *Journal of Performance of Construction Facilities*, 64–73.

- Stafford S., Bryan Coull, A. (1991). *Tall Bulding Structures Analysis and Design* (J. Wiley & S. Inc (eds.); Second).
- Stahl S., J. (2014). *Schematic Design of Distributed Mass Damping Systems for Tall Building*. University of FLorida.
- Taranath, B. S. (2010). *Reincorced Concrete Design of Tall Building* (T. & F. Group (ed.)).
- Tedesco, J. W., McDougal, W. G., & Ross, C. A. (1999). *Structural Dynamic Theory and Applicatiions* (A. We. L. Inc. (ed.); 1ra Edició).
- Wirsching, P. H., Paez, T. L., & Ortiz, K. (1995). *Random Vibration* (J. Wiley & S. Inc (eds.)).
- Yepes Piqueras, V. (2017). *Introducción a la técnica de construcción de puentes por voladizos sucesivos*.
- Tsai, H.C and Lin, G. C., *Optimum tuned mass dampers for minimizing steady-state response of support excited and damped systems, Earthq. Engng Struct. Dynam.*, 22, pp 957-973, 1993.